



TITLE:

水資源の開発・配分計画に関する システム論的研究(Dissertation_全 文)

AUTHOR(S):

中川, 芳一

CITATION:

中川, 芳一. 水資源の開発・配分計画に関するシステム論的研究. 京都大学, 1985, 工学博士

ISSUE DATE:

1985-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5586>

RIGHT:

水資源の開発・配分計画に
関するシステム論的研究

1984年9月

中 川 芳 一

序

近年、都市渇水が頻発し、昭和53年の福岡渇水に代表されるように、深刻な社会・経済問題となり、都市域の渇水に対する脆弱性が顕示された。

この都市渇水頻発の原因は、気象条件に加えて、都市用水のかかなりの部分が不安定利水に依存していること、河川利用率の上昇による貯水池貯水量の回復の長期化などによると考えられ、その社会・経済的影響が大きくなったのは、河川表流水に依存した一元的、一過的水利用構造、水利用合理化による水使用弾力性の低下などに起因しよう。

また、河川、湖沼、海域の水質汚濁は、近年改善の傾向はみられるものの、環境基準の達成率も昭和55年で河川67%、湖沼42%、海域80%と未だ不十分な状態であり、これも大きな社会・経済問題となっている。この水質汚濁は水源機能を低下させ、浄水コストの高騰、さらには取水不能をもたらす場合すらある。

このような水資源の量的、質的問題の解決の方向を、水資源の大きな特性としてあげられる循環性のもとで探索すると、流域の水循環特性に応じ、使用量が安定して使用可能な水量を超えず、汚濁負荷の排出が自然の浄化能力を超えないような水利用構造の構築の必要性があげられる。そして、このためには、水の需要、開発、配分、供給、利用、排出といった各側面を個別にとらえるのではなく、水循環システムのなかにそれらの有機的関連構造を位置付け、量、質、さらにはコストを包含した水資源システムとして統一的にとらえ、水循環システムの安定を維持するよう水資源システムの計画・管理を行うことが必要である。

このような水資源システムの計画・管理を目指すうえで、全体システムをいくつかのサブシステムに分解し、各サブシステムごとの分析を行い、これらの成果の相互作用により全体システムの構築を目指していく手順が有効と考えられる。

本論文では、上述した立場から、システム論的アプローチにより、水資源システム、とくに水資源の開発・配分計画に係わるサブシステムの分析に関する研究を行う。

前述したような水資源の量的、質的問題が顕在化してきた流域が多くなってきたことを考えると、各サブシステムの分析において、自然、社会・経済などの条件から課せられた多くの制約、および要因間の関連構造の明確な記述、システムに要求される目的あるいは目標の明瞭な形での設定を行い、そのなかで最適な代替案の抽出を目指すシステム・モデルの構成は不可欠と考えられる。

そこで、本論文でも、各サブシステムの分析モデルを、最適化モデルを中心として構築し、実流域でのケース・スタディーを通してモデルの特性、有効性を検証する。

つぎに本論文の構成について述べる。

本論文は2編からなり、第Ⅰ編では水資源の開発・配分計画に係わる各サブシステムの分析モデルを構築し、第Ⅱ編では、これらの分析モデルを実流域に適用し、モデルの特性、有効性について考察する。

第Ⅰ編は6章から成り、まず、第1章では、水資源の開発・配分に係わる今日の問題を水の循環システムとの関連でとらえ、問題解決を目指した水資源システムの策定プロセスを提示し、本編で構築するサブ

システムの分析モデルの位置付けを行う。ついで、第2章から第6章において各サブシステムの分析モデルを構成していく。すなわち、第2章では、開発・配分計画への主要な入力情報となる流域の水文特性、水需要特性の分析と予測に関するモデルを構成する。第3章では、水資源開発施設計画に関するモデルとして、施設の規模・配置計画モデルおよび段階的建設計画モデルを、それぞれ混合整数計画法、動的計画法により定式化する。第4章では、利水安全度のシステム論的考察を行い、貯水池による水資源開発の利水安全度を定義し、評価の方法および問題点について考察した後、有効と思われる利水安全度評価モデルを提示する。第5章では、水資源の地域配分の過程で生ずる社会・経済効果と河川水質の保全とのトレード・オフに注目し、社会・経済効果と同時に河川水質に与える影響も評価した多目的評価のもとで、水資源の各地区への適正配分をはかるモデルを構成する。制御プロセスとして構成されたモデルに対しては、最大原理による解法を導く。第6章では、利水用貯水池群の統合運用計画問題に対するモデル構成を行う。この問題を貯水池放流量の時間的、空間的最適配分問題としてとらえ、確率ダイナミック・プログラミングにより最適運用ルールを抽出するモデルを定式化する。また、年間運用、渇水期運用の各々について、貯水池流入量の確率分布の系列を予測、設定する方法を提示する。

第Ⅱ編は4章からなり、まず、第7章でケース・スタディーの対象とする流域の概要を述べた後、第8章では、第2章で構成した水文、水需要特性の分析と予測に関するモデルの適用を、第9章では、第3章から第6章で構成した水資源開発施設計画、利水安全度評価、水資源配分計画、利水用貯水池群運用計画の各モデルの適用を行い、モデルの特性、有効性を検証する。最後に、第10章で、以上の諸研究の成果を総括するとともに、水資源システムの策定において本論文で提示したモデルが果たす役割について考察し、結論とする。

目 次

第 I 編 水資源の開発・配分計画に関するシステム論的研究

第 1 章	序 論	1
第 1 節	水資源の開発・配分問題と水循環システム	1
第 2 節	水資源の開発・配分計画へのシステム論的アプローチ	3
第 3 節	サブシステム・モデルおよびその相互関連	6
	参考文献	9
第 2 章	水文、水需要特性の分析と予測に関する研究	10
第 1 節	緒 言	10
第 2 節	降雨の模擬発生	11
(1)	模擬発生手法の概要	11
(2)	降雨の時・空間相関構造をもとにした模擬発生	11
(a)	主成分上の回帰モデル	11
(b)	シミュレーション手順	13
第 3 節	流域水循環過程の分析	14
(1)	分析の視点	14
(2)	流域水循環モデル	14
(a)	モデルの概要	14
(b)	流出、還元モデルの作成	14
(3)	準線形化手法によるモデル・パラメータの同定	18
(a)	同定のアルゴリズム	18
(b)	水循環モデルの同定手順	20
第 4 節	水需要構造分析および予測	21
(1)	水需要予測手法の概要	21
(2)	水需要構造の遷移を考慮した水需要予測モデル	23
(a)	モデルの概要	23
(b)	水需要に注目した地域特性の分析	23
(c)	クラス別水需要構造分析	23
(d)	水需要クラス判別分析	25
(e)	水需要構造の遷移を考慮した予測	25
第 5 節	渇水被害の計量	26
(1)	渇水被害の計量手法の概要	26

(2) 渇水被害の時系列的計量モデル	27
(a) モデルの概要	27
(b) 被害項目の設定および被害データの作成	27
(c) 総合特性値としての渇水被害の計量化	27
第6節 結 言	28
参 考 文 献	29
 第 3 章 水資源開発施設計画に関する研究	31
第1節 緒 言	31
第2節 水資源開発施設の規模・配置計画モデルの定式化	32
(1) モデル構成の条件	32
(2) 変数間の関係式、制約条件、評価関数	32
(3) 混合整数計画問題としてのモデルの定式化	34
第3節 線形混合整数計画問題としてのモデルの解法	34
(1) モデルの線形化	34
(2) 小数法による解法	37
第4節 水資源開発施設の段階的建設計画モデルのDPによる定式化	39
(1) モデル構成の条件	39
(2) モデルの定式化	39
第5節 結 言	40
参 考 文 献	40
 第 4 章 利水安全度評価に関する研究	42
第1節 緒 言	42
第2節 利水安全度のシステム論的考察	44
第3節 貯水池による水資源開発の利水安全度評価	45
(1) 利水安全度の規定	45
(2) 計画安全度、管理安全度の定義	46
(3) 利水安全度の評価と渇水の評価	47
(4) 利水安全度の評価の方法	48
第4節 利水安全度評価モデルの構成	49
(1) モデル構成の目的	49
(2) 遷移確率行列による評価モデルの考え方	50
(3) 貯水池群を対象とした場合への評価モデルの拡張	52
第5節 結 言	57
参 考 文 献	58

第 5 章	水資源配分計画に関する研究	60
第 1 節	緒 言	60
第 2 節	河川水質を考慮した水資源配分過程モデルの定式化	60
(1)	モデル構成の条件	61
(2)	システム方程式	61
(3)	状態方程式	63
(4)	操作変数、制約条件および評価関数	64
(a)	操作変数	64
(b)	制約条件	65
(c)	評価関数	65
第 3 節	最大原理によるモデルの解法	67
(1)	ポントリャーギンの最大原理	67
(2)	経年的水資源配分モデルの最大原理による解法	68
第 4 節	水資源配分過程モデルの限界と拡張	72
(1)	制約条件の多様化にともなう問題	72
(2)	MPモデルとGPモデルの結合	73
(3)	沿岸海域も含めた取排水システムへの拡張	73
第 5 節	結 言	73
	参 考 文 献	74
第 6 章	利水用貯水池群運用計画に関する研究	77
第 1 節	緒 言	77
第 2 節	貯水池群最適操作モデルの確率DPによる定式化	77
(1)	モデル化の方針	77
(2)	モデルの定式化	78
(a)	利水システムのモデル化	78
(b)	変数間の関係式	78
(c)	関数方程式	80
(3)	貯水池群運用プロセスとアルゴリズム	81
(a)	運用プロセスとアルゴリズム	81
(b)	計算上の諸問題の検討	83
第 3 節	貯水池操作の評価関数	83
(1)	評価関数に要求される条件	83
(2)	評価関数の設定	84
第 4 節	将来の貯水池流入量系列の設定法	84
(1)	貯水池運用計画の策定目的と流入量系列の予測および設定	84

(2) 確率分布をもった型紙の設定	85
第5節 結 言	86
参 考 文 献	87

第Ⅱ編 実流域での事例的研究

第7章 対象流域の概要	89
第8章 水需要、水文特性の分析	90
第1節 緒 言	90
第2節 水需要構造の分析および予測	90
(1) 概 説	90
(2) 水需要構造に注目した地域特性の分析	90
(3) クラス別水需要構造分析	94
(4) 水需要クラス判別分析	94
(5) 水需要構造の遷移を考慮した予測	95
第3節 渇水被害の時系列的計量化	97
(1) 概 説	97
(2) 被害項目の分類および被害データの作成	98
(3) 総合特性値の抽出	98
第4節 降雨の時・空間分布特性と模擬発生	100
(1) 概 説	100
(2) 観測所のグルーピングおよび代表観測所の選定	101
(3) 主成分上の回帰モデルの同定	102
(4) シミュレーション結果と考察	103
第5節 流域水循環モデルの同定	105
(1) 概 説	105
(2) 自然流出モデルの同定結果と考察	106
(3) 農水還元モデルの同定結果と考察	108
(4) 流量シミュレーション	108
第6節 渇水期降水量系列のパターン分類	109
(1) 概 説	109
(2) パターン分類結果	109
第7節 結 言	111
参 考 文 献	112

第 9 章	開発・配分計画モデルの適用	113
第 1 節	緒 言	113
第 2 節	水資源開発施設計画モデルの適用	113
(1)	概 説	113
(2)	規模・配置計画モデルへの入力データ	116
(3)	規模・配置計画モデルの適用結果と考察	118
(a)	最適施設規模・配置パターン	118
(b)	開発必要量の変化に対する感度分析	119
(4)	段階的建設計画モデルの適用結果と考察	120
第 3 節	利水安全度評価モデルの適用	122
(1)	概 説	122
(2)	評価条件および貯水池の統合ケース	123
(3)	評価結果と考察	124
第 4 節	水資源配分過程モデルの適用	127
(1)	概 説	127
(2)	システムの定式化	129
(a)	流域のモデル化	129
(b)	制約条件	129
(c)	アルゴリズムの定式	130
(3)	演算ケースおよび入力データ	131
(4)	適用結果と考察	134
第 5 節	貯水池群運用計画モデルの適用	136
(1)	概 説	136
(2)	年間運用計画への適用	138
(a)	演算条件および入力データ	138
(b)	最適操作ルールの決定	139
(c)	貯水池群運用結果と考察	142
(3)	渇水期運用計画への適用	144
(a)	演算条件および入力データ	144
(b)	確率分布をもった型紙の設定	145
(c)	最適操作ルールの決定	146
(d)	貯水池群運用結果と考察	151
第 6 節	結 言	154
	参 考 文 献	156
第 10 章	結 論	157

第Ⅰ編 水資源の開発・配分計画に関するシステム論的研究

第1章 序 論

第1節 水資源の開発・配分問題と水循環システム

自然界のなかで水は降水、流出、蒸発といった循環過程を形成しており、水資源の開発・配分とは、この循環過程における自然水の存在状態を人間の生活、生産活動のために必要な水の需要状態へ技術的に変換する行為と言える。

我が国の年平均降水量は1818mmで世界平均の約2.5倍と比較的多いが、人口1人当たりの降水量は6060 m^3 /年/人と世界平均の約1/4.5にすぎない。しかも時期的、地域的な偏りも大きく、梅雨期、台風・秋雨期、降雪期に集中しており、また人口集中の著しい南関東および京阪神地区での1人当たりの降水量は全国平均の約1/7である。¹⁾ この降水特性に加えて、我が国の河川は流路が短く、勾配が急なことより洪水など利用が極めて困難な形態で流出する量も大きい。このように、我が国の資源として利用可能な水は必ずしも豊富とはいえず、利用の条件も決して良くない。

我が国の水利用の特徴として湛水型稲作に代表される農業用水の使用量がきわめて大きいことがあげられ、明治以前においては水利用の大部分を占めていた。そして、この農水利用は村落共同体として管理され、歴史的に水利秩序が形成されるとともに、河川の低水流量の大部分を取水してきた。このため、新規利用のためには貯水池などの水資源開発施設の建設が必要であった。

明治以降の工業化、都市の人口増加により工業用水、水道用水の需要が高まり、これら都市用水は水源を河川表流水に求めた。そして、初期においては農業用水の余剰を利用してきたが、需要が増大するに従い農業用水との競合が生じるようになった。一方、産業の発展に伴い電力需要も増大し、発電用水と農業用水の競合も生じ、河川の流況を総合的に調整する必要が生じてきた。また、土地利用の高度化により洪水防御の重要性も高まり、治水対策としてのダムの築造が考えられた。こうした治水・利水両面の必要から、洪水を計画的に調節し、貯留水を活用しもって水利用の高度化をはかるという河水統制の理念が大正末期の技術者の間に芽ばえ、昭和12年に河水統制調査が開始され、この考えは第2次大戦後の多目的ダムによる河川総合開発へと受け継がれてきた。

戦後、荒廃した国土を洪水から守るとともに、食糧増産のための用水の確保、経済再建に必要な電力、用水の増産の要求が強くなり、アメリカのTVA事業の成功も刺激となって多目的ダムの建設が脚光を浴びることとなった。

そして、昭和30年代になると、重化学工業を中心とした産業の発展、人口の都市集中およびそれに伴う業務・サービス活動の拡大、ならびに水多消費型生活構造への移行などにより、都市用水需要は著しく増大した。このため、多目的ダムを中心とした水資源開発が進められ、その結果河川の利用率が上昇した。

都市用水需要の増加は昭和40年代前半も引き続くが、一方では高度成長のひずみが顕在化し始めた。水資源問題においても、河川の利用率の上昇による開発効率の低下、良好なダム適地の減少による貯水

効率の低下に加え、水没補償をはじめとした水源地対策、環境保全などの問題により水資源開発は多大な時間、費用を必要とするようになった。とくに、大都市地域などの都市用水急増地域では、開発が必要に追いつかず、豊水水利権といった不安定利水により対処せざるを得ない状況も生じてきた。

こうして、大都市地域は慢性的水不足に陥り、昭和39年の東京都、昭和42年の長崎、昭和48年の西日本渇水と都市渇水が頻発した。

昭和40年代後半に入ると、石油危機などを経て我が国経済も安定成長へと転換し、水利用の合理化ともあいまって大都市地域での都市用水需要の増加は鈍化したものの増加基調は変わらず、不安定利水は解消されるには至っていない。一方、中小都市地域においては、給水区域内人口、水道普及率および水使用原単位の増大により、生活用水を中心とした需要の増加傾向がみられる。²⁾

昭和53年の福岡渇水に代表されるように、近年都市渇水が頻発し、深刻な社会・経済問題となり水資源の安定供給の必要性が顕示された。この都市渇水頻発の原因は、気象条件に加えて、都市用水のかなりの部分が前述の不安定利水に依存している（昭和50年時点で全国で年間3.2億 m^3 が不安定利水であり、不安定利水への依存は関東地方で約 $\frac{1}{3}$ 、近畿地方で約 $\frac{1}{5}$ ）²⁾こと、河川利用率の上昇による貯水池貯水量の回復の長期化などによると考えられる。さらに、その社会・経済的影響は、河川表流水を水源の中心とし、水循環システムのなかでの反復再利用を減少させてきた一元的、一過的水利用構造、水利用合理化による渇水時の節水の可能性の減少などに起因して深刻の度合を増してきたといえよう。

一方、大量の水使用は必然的に大量の汚濁負荷の発生を伴ない、下水道などの環境保全事業の立遅れにより都市は大きな汚濁発生源となり、河川・湖沼・海域の水質汚濁を顕在化させ、これも大きな社会問題となってきた。また、水質汚濁は、浄水コストの高騰、さらには多摩川浄水場の取水停止、大和川からの堺市の取水停止に代表されるような水質的に利用不可能な状態も生起させ、水源機能の低下を招いた。

このため、工場や事業所からの排水の規制、下水道整備の促進がなされ、近年改善の傾向はみられるものの、昭和55年における環境基準の達成率は河川67%、湖沼42%、海域80%³⁾と未だ不十分な状態にある。

以上、水資源の開発・配分に係わる今日の問題として、大都市域での不安定取水への依存、一元的、一過的水利用構造、節水の可能性の減少などによる渇水に対する脆弱性といった量的問題、河川・湖沼・海域の水質汚濁という質的問題を述べてきた。さらには、河川利用率の上昇に伴う開発効率の低下、良好なダム・サイトの涸渇による貯水効率の低下などに起因する開発コストの高騰も問題点としてあげられる。

これらの問題を水の循環システムとの関連でとらえよう。

水資源の大きな特性として循環性があげられる。すなわち、大気からの降水が表流水、湖沼水、地下水といった陸水となり、海へ流出し、この過程および海面からの蒸発により大気へ戻る自然界での大規模な循環、ならびに流域内で河川や地下水から取水し使用した水が再び河川や地下水に戻る利水過程での循環がある。これらの循環のなかで、汚濁された排水は生物学的分解、沈殿、吸着などのいわゆる自浄作用により再び資源として利用可能となる。

しかし、自然界での大循環に利水過程での循環が載った形の水循環システムが、水使用および汚濁負

荷の発生といった擾乱を吸収し、安定なシステムとして機能するためには、使用可能な水量に限界があり、汚濁負荷の受け入れ量にも限界があるはずである。すなわち、流域の水文特性に応じ、システムの安定を維持する水利用構造があるはずである。

ところが、我が国の場合、この循環が速いために、水はいくらでも使用可能な自由財であり、無限の容量をもった汚濁負荷の投入先と誤解され、人間の社会・経済活動が上記限界を越えたことが、前述したような水資源の量的、質的問題を顕在化させた原因と考えられる。⁴⁾ すなわち、水の循環特性に応じ安定して使用可能な水量（これは貯水池の建設などにより増加させることが可能であるが）を超えた水需要の発生が、都市域の渇水に対し脆弱な水利用構造といった水資源の量的問題を顕在化させた原因である。また、この大量の水需要に起因して、水循環システムのなかでの自然の浄化能力を超えた汚濁負荷の水域への投入が、河川・湖沼・海域の水質汚濁といった水資源の質的問題顕在化の原因と考えられる。しかも、河川・湖沼・海域の水質汚濁は、前述したように水循環システムのなかで水源機能を低下させ、浄水処理コストを高騰させるとともに、水資源の量的問題の遠因にもなっている。

このように考えてくると、水資源の量的、質的問題の解決のためには、水の需要、開発、配分、供給、利用、排出といった各側面を個別にとらえるのではなく、水循環システムのなかにそれらの有機的関連構造を位置付け、量、質、さらにはコストを包含した水資源システムとして統一的にとらえ、水循環システムの安定を維持するよう水資源システムの計画・管理を行うことが必要である。次節では、上述の考えのもとでの水資源システムの策定プロセスを提示する。

第2節 水資源の開発・配分計画へのシステム論的アプローチ

前節では、水資源の開発・配分に係わる問題を水の循環システムとの関連で検討し、水の需要、開発、配分、供給、利用、排出といった各側面を個別にとらえるのではなく、水資源システムとして統一的にとらえ、その計画・管理を行っていく必要性を述べた。本節では、このような水資源システムの策定プロセスを提示し、水資源の開発・配分計画へのシステム論的アプローチの有効性について述べる。

このとき、水は国土、風土の重要な構成要素として土地に密着し、前節で述べた循環をくり返していることから、水資源システムの策定の基本空間として流域を考える。これは、広域利水として水系間導水により地域的水需給のアンバランスを解消しようという計画もあるが、本論文では、まず流域内で水需給の自己完結を目指すという立場をとるためである。また、流域が自然的環境のみならず、社会的、経済的、文化的にも同質または類似の圏域を形成している場合が多いことから妥当と考えられる。

また、水資源開発手段として

- ① 同一水系内の時間的流況調整
- ② 複数水系間の空間的流況調整
- ③ 地下水利用
- ④ 開放系再利用（カスケード型水利用）
- ⑤ 閉鎖系再利用（インプラント・サイクル）
- ⑥ 水制度の合理化（再配分）
- ⑦ 造水

などがあげられる。⁵⁾⁶⁾⁷⁾本論文では、流域を基本空間とすること、水需給の逼迫した地域では地下水利用が限界に達していること、さらにはコスト、エネルギーの問題などから、①同一水系内の時間的流況調整を直接的な水資源開発の主要手段とし、この開発された水資源を、前節で述べた水循環システムのなかで④開放系再利用により有効利用していくという水資源システムを指向していく。

このとき、前述したように、水の需要、開発、配分、供給、利用、排出といった各側面を個別にとらえるのではなく、水循環システムのなかでそれらの有機的関連構造を位置付ける必要があり、河川水を中心としてこの関連構造を示せば図－1.2.1となる。

このような関連構造のなかで、前節で述べた水資源の量的、質的問題の解決を目指す水資源システムを策定していくには、以下のような事項を勘案する必要があると考える。

① 計画的、先行的水資源開発計画および計画超過渇水対策の樹立

水使用の合理化に伴い水資源の安定供給の必要性はますます増大し、計画を超過するような渇水時の対策も一層重要となつてこよう。このため、水資源の開発も需要追従型ではなく、計画的、先行的な開発が必要となる。すなわち、流域の水文特性を十分に把握したうえで、開発施設間相互の影響関係も考慮し、安全度、開発コストの評価を通じた開発可能量の算定を行う。そして、後述する表流水開発必要量に応じ、適正な開発施設の規模・配置計画ならびに段階的建設計画を策定し、その評価を行うことが必要である。

また、異常渇水の予測法と渇水被害の軽減を目指した貯水池群の統合操作による節水運用ルール、さらには渇水時代替水源の可能性も考慮した水利調整ルールの確立も重要である。

② 水循環に則った水資源の適正配分

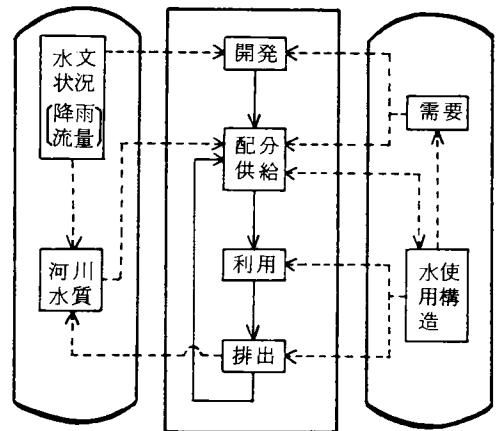
下水処理水などの排水を水循環システムのなかに位置付け、河川環境の保全、反復再利用（開放系再利用）のため河川水質への影響をも考慮して、各地区、各用途への水資源の適正配分をはかることも必要である。

③ 開発・配分必要量の適正值の把握

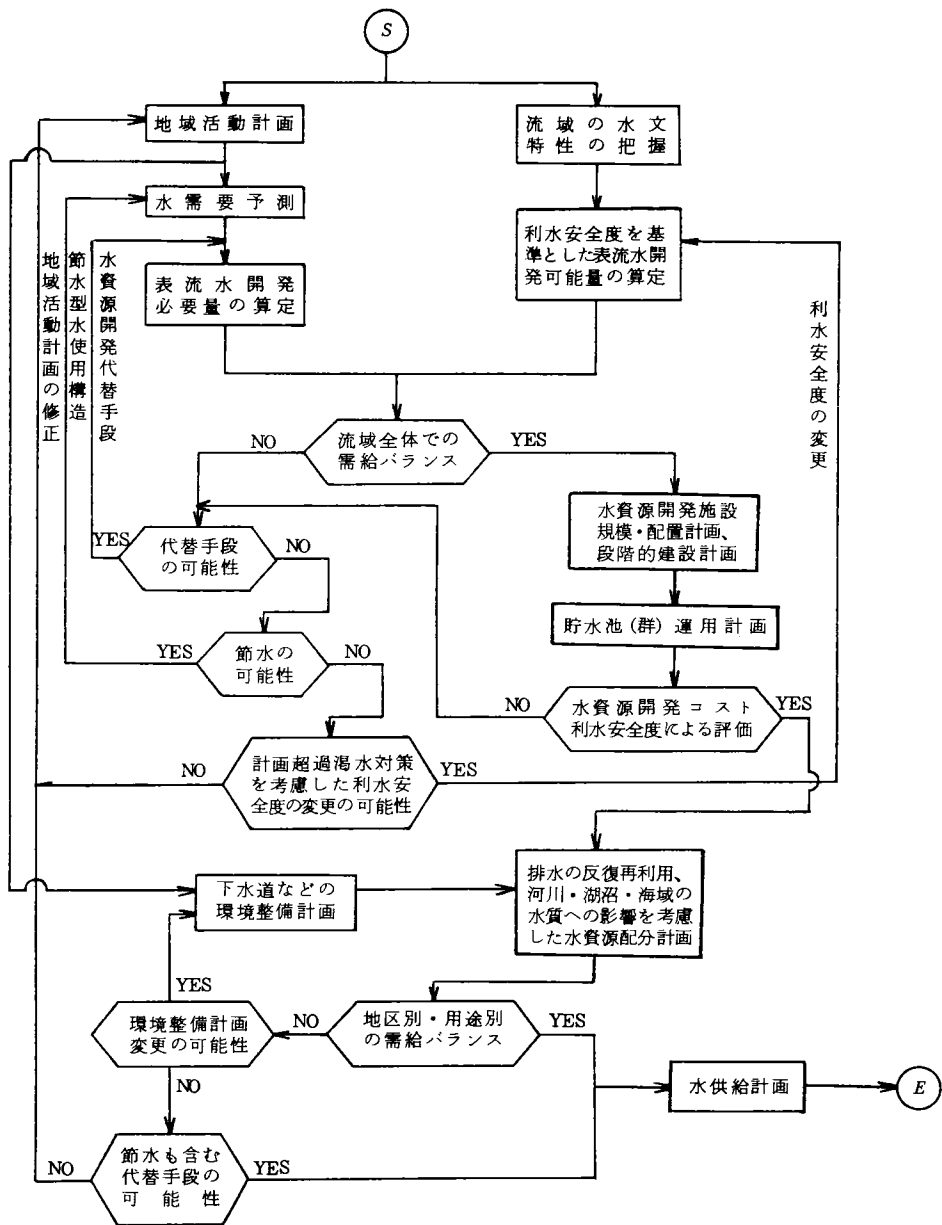
①、②の水資源の開発・配分計画において、水需要量は、必ず開発・配分すべき強い制約とするのではなく、開発・配分の目標値と認識し、閉鎖系再利用、地下水の適正な利用などの代替水資源開発手段や節水型水利用形態への移行、さらには地域活動計画の見直しなどへのフィード・バックにより適正な開発・配分必要量を設定する。

④ 開発施設の統合管理

河川利用率の上昇に伴い開発効率、貯水効率が低下するとともに開発コストが急増し、これが水資源開発の遅延、長期化のひとつの原因となっている。⁸⁾このため、新規水資源開発計画の策定にお



図－1.2.1 河川水を中心とした水資源システム



図－1. 2. 2 統一的水管理のための水資源システム策定プロセス

いて、既存施設との統合運用により開発効率の低下を防ぎ、開発コストを抑制するとともに安全度の向上を目指していくことも必要であろう。

図－1. 2. 2は、上述の事項を勘案して水資源システムの策定プロセスを描いたものである。このプロセスの特徴として、今まで外生変数として取り扱われることが多かった（安全度や節水などの）要因を内部化したこと、プロセスの安定のための階層的フィード・バック構造を導入したことがあげられる。

また、ここで提示した表流水開発可能量ならびに開発必要量を流域全体でプールして、それらのバランスを図り、開発施設計画を策定したのち各地区各用途へ適正配分するというプロセスは、統一的水価格制の前提として、前述した開発効率、貯水効率の低下にともなう（後発）水資源開発のコストの増大への一つの対策として有効であろう。

図－1.2.1、図－1.2.2に示されるように、水資源システムは広汎な要因の複雑かつ有機的な相互関連を有し、かつその関連が時間的、空間的にダイナミックに変化するという特性をもつ⁹⁾。このような特性を踏まえて水資源システムの計画・管理を行うにはシステム論的な方法が有効と考えられ、全体システムを図－1.2.2に示したようなサブシステムに分解し、各サブシステムごとの分析を行い、これらの成果の相互作用により全体システムの構築を目指していく手順が有効となろう⁹⁾。とくに、第1節で述べたような水資源の量的、質的問題が顕在化してきた流域が多くなってきたことを考えると、各サブシステムの分析において、自然、社会・経済などの条件から課せられた多くの制約、および要因間の関連構造の明確な記述、システムに要求される目的あるいは目標の明瞭な形での設定を行い、そのなかで最適な代替案の抽出を目指すシステム・モデルの構成は不可欠と考えられる。

そこで、本論文では、システム論的な方法により水資源システムの計画・管理のためのモデル構成、とくに水資源の開発・配分に関する各サブシステムのモデル構成を最適化モデルを中心として行うこととし、次節で構成するサブシステム・モデルおよびその相互関連について述べる。

第3節 サブシステム・モデルおよびその相互関連

本論文で構成するサブシステム・モデルは、

- ① 水文、水需要特性の分析と予測に関するモデル
- ② 水資源開発施設計画モデル
- ③ 利水安全度評価モデル
- ④ 水資源配分過程モデル
- ⑤ 貯水池群運用計画モデル

であり、その入出力に注目した関連を図－1.3.1に示す。

第2節で述べたように、河川水を中心とした水資源の開発・配分計画に注目しているため、図－1.3.1には図－1.2.2の代替水資源開発手段や節水の可能性の検討、水供給計画などは含まれておらず、前者は後者の部分集合となっている。以下、各モデルの概要およびその関連について述べる。

水資源の開発・配分計画の主要な入力情報は、流域の水文特性ならびに水需要特性である。水文特性、水需要特性は、流域の自然、社会・経済などの影響を鋭敏に受け、空間的にも、時間的にも複雑な様相を呈する。このため、開発・配分計画の策定に際しては、これらの複雑な現象に内在する物理的ないし統計的情報を抽出し、計画の基準となる流況（群）や開発・配分必要量などの入力を設定する必要がある。

そこで、まず、水文、水需要特性の分析と予測に関するモデルとして、

- i) 降雨の模擬発生モデル
- ii) 流域水循環モデル

貯留を記述するタンク・モデルを応用してモデル化したものである。当モデルにより農業用水の取水、還元を考慮した流出量の推定が可能となり、前述の降雨の模擬発生モデルとともに、計画の基準となる流況の設定の際の有力なモデルとなる。

また、水需要構造分析と予測モデルは、主成分分析法、重回帰分析法、判別関数法を組合せ、地域特性の類似性に注目した水需要構造分析および水需要構造の将来遷移を考慮した水需要予測を行うモデルである。当モデルにより将来の水需要予測値のみならずその信頼区間も推定することができ、これらは水資源開発、配分必要量の設定のための情報となる。

渇水被害の計量モデルは、新聞記事などにより作成した種々の渇水被害項目の時系列データに主成分分析法を適用して、渇水被害の分析、総合化をはかることにより渇水被害の時系列的計量化を行うものである。この渇水被害の計量結果は、とくに利水用貯水池群運用モデルでの評価関数の設定の根拠となる。

以上、水文、水需要特性の分析と予測に関するモデルについて述べてきた。以下では、水資源の開発・配分計画に係わるモデルについてその概要を述べる。

水資源開発施設計画モデルは、水資源開発施設として貯水池、取水施設をとりあげ、開発必要量、施設建設候補地および施設規模に応じた開発可能量、建設費用などを入力として、開発施設の規模・配置代替案を求める規模・配置計画モデルと施設建設順序代替案を求める段階的建設計画モデルの両モデルから構成する。

規模・配置計画モデルはいくつかの貯水池、取水施設候補地点と規模別の開発（または取水）可能量および建設費などが与えられた場合、所与の必要量を開発し、総建設費が最小となるような施設の組合せを抽出するモデルであり、施設建設の有無を示す0-1整数変数を含む混合整数計画問題として定式化する。

一方、段階的建設計画モデルは、開発必要量の年次変化に応じた各貯水池の建設順序を建設費の最終年度価値の最小化を目的として求める問題であり、動的計画法による建設時期の最適政策決定モデルとして定式化する。

利水安全度評価モデルは、水資源開発施設計画より得られる水資源開発システムの利水安全度を評価するモデルである。このとき、現在慣行的に用いられている実績流況をもとに算定した年最大必要渇水補給量による安全度評価法に対し、標本の妥当性、流況の再現性などの問題が提起されている⁸⁾¹⁰⁾ことから、流況（貯水池流入量）の確率統計的特性をもとにした利水安全度評価モデルとして、遷移確率行列による評価モデルを構成する。

このモデルは、まず、貯水池流入量の生起確率分布および所与の計画取水量系列より定められる目標放流量系列をもとに貯水量の遷移確率行列を作成する。そして、この遷移確率行列から貯水状態の定常確率分布、放流量の生起確率分布を算定し、貯水池が目標放流量を放流できない確率（貯水池渇水確率）、取水地点流量が計画取水量に充たない確率（取水点渇水確率）として安全度を評価するものである。

以上の水資源開発施設計画モデルおよび利水安全度評価モデルにより水資源開発施設、水資源開発量ならびにその安全度が得られることとなる。そこで、この開発された水資源を、いつ、どの地区に、どれだけ配分するかを、水循環システムのなかでの開放系再利用、河川環境保全のため河川水質に与える

影響をも考慮して求めるモデルが水資源配分過程モデルである。

この水資源配分過程モデルは、上述したことから、水資源の配分による社会・経済効果（用水配分効果）の最大化と河川水質に与える影響の最小化というトレード・オフの関係にある２種の達成目標を同時に評価した多目的評価モデルとする。そして、各地区への水資源配分量の関数として基準地点の流量、流下負荷量を表わし、これらの年次変化を状態方程式とし、各地区への水資源配分量の年増加量を操作変数とした制御プロセスとして定式化する。

最後に、貯水池群運用計画モデルは、渇水被害の軽減をはかる貯水池群の統合運用ルールを探索するモデルであり、水資源開発施設の規模・配置、計画取水量ならびに水文量の生起確率、時系列特性、渇水被害計量化結果などを入力情報とする。

そして、当モデルでは、貯水池をもつ河川の利水システムを貯水池流入量を確率入力変数とする貯水池群による流量の確率的制御システムと捉え、このシステムの最適制御過程、すなわち、渇水被害を具現する目的関数（の期待値）を最小とするような貯水池目標放流量の空間的、時間的配分問題を確率DPにより定式化する。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局編：昭和65年にむけての水資源開発と水利用、日本河川協会、1978
- 2) 広瀬利雄、竹林征三：総合的な水資源対策について、水経済年報、'82、水利科学研究所、1982
- 3) 環境庁編：昭和56年版 環境白書、大蔵省印刷局、1981
- 4) 萩原良巳：水環境計画に関するシステム論的研究、京都大学博士論文、1976
- 5) 建設省近畿地方建設局編：河川工学百年の歩みと淀川、近畿建設協会、1978
- 6) 中沢式仁：水資源の話、日本経済新聞社、1974
- 7) 水資源の高度利用に関する研究委員会：水資源システムの分析・計画・管理および保全に関する最近の技術、昭和58年度講習会テキスト、土木学会関西支部、1983
- 8) 南部三郎：北部九州における広域利水の水工学的研究、京都大学博士論文、1971
- 9) 池淵周一：水資源開発と渇水コントロール、水工学シリーズ80-A-5、土木学会水理委員会、1980
- 10) 藤吉三郎：利水計画の安全度に関する二、三の考察、土木学会誌 Vol. 56-11、1971

第2章 水文、水需要特性の分析と予測に関する研究

第1節 緒 言

第1章でも述べたように、水資源の開発・配分計画の策定においては、どれだけの水量を、どれだけの安全度で、どのような手段で開発・配分するか決定が、開発・配分に要する費用を考慮して行われる。

この決定に対する情報を提供するものが、流域の水文特性、水需要特性であり、さらには地形、地質などの条件である。すなわち、開発・配分必要量は水需要予測値を、安全度は渇水時の流況および渇水被害を、費用は流況および地形、地質条件を、それぞれ主たる要因として決定される。

第1章において本編で構成する水資源開発・配分計画に係わる各サブシステムの概要を述べたが、これらモデルの主要な計画入力も、計画の基準となる降水状況、流況および開発・配分必要量である。前者は水文特性を、後者は水需要特性を基本として設定されるが、水文特性、水需要特性は、流域の自然、社会・経済などの影響を鋭敏に受け、空間的にも、時間的にも複雑な様相を呈する。このため、開発・配分計画の入力の設定に際しては、複雑な現象に内在する物理的、統計的情報の抽出が必要となる。そこで、本章では、水文特性および水需要特性の分析、予測のためのモデルを構成する。

計画の基準となる降水状況や流況の設定に関して、信頼に耐えるものを設定するには多様な現象を含んだ長期間の資料が必要となる。しかし、我が国の場合、資料の存在期間は降雨資料で高々100年であり、流量資料はさらに短く、欠測も多い。

このような資料の量的、質的不備を補うには、過去の資料に内在する情報を統計的に抽出し、これをもとに長期間の水文資料を数多く人為的に発生させるデータジェネレーション（模擬発生）が有効となる。そこで、降雨の時・空間相関構造をもとにした模擬発生モデルの構成を第2節で行う。

また、降雨資料の（流量資料と比較しての）完備性、信頼性、流域変化からの独立性などより、降雨資料から流量資料を作成する流出モデルの同定も長期間の流量資料作成のためには必要となる。このとき、降雨量の流域変換としての自然流出量のみならず、各種用水の取水、還元過程をも考慮した上で（長期）流出量を推定することが、水資源の開発・配分計画の策定のためには必要である。このため、第3節で、降雨の自然流出過程、農業用水の取水、還元過程の両過程から成る流域水循環モデルを構成し、準線形化手法によるモデル・パラメータ同定のアルゴリズムを導く。

一方、開発・配分必要量の設定は水需要量の予測をもとに行われ、水需要予測のためには水需要構造の分析が必須となる。また、利水安全度評価や貯水池運用計画の樹立のためには渇水被害の計量が必要で、このときも渇水被害構造の分析が必須となる。水需要構造、渇水被害構造は、種々の要因が複雑に相互関係しているという特性を持つ。そこで、第4節では水需要の構造分析および予測のためのモデルを、第5節では渇水被害を時系列的に計量するモデルを、主成分分析法などの多変量解析手法の適用により構成する。

第2節 降雨の模擬発生

(1) 模擬発生手法の概要

第1節でも述べたように、水資源の開発・配分計画の基準となる降水状況、流況作成のための水文資料が十分でないような場合、水文資料の模擬発生は有効となる。模擬発生は既観測データに内在する統計的特性を抽出し、その特性を保存しながら水文量系列を長期間にわたって人為的に作成することと言え、電子計算機の利用によるモンテカルロ・シミュレーションが用いられる場合が多い。¹⁾²⁾

水文量の模擬発生に関しては、水文現象の時・空間特性や時間スケール、資料の使用目的、さらには発生資料の種類によって種々のモデルが提案されている。¹⁾²⁾

まず、発生資料としては降雨資料、流量資料が主であるが、ここでは、第1節で述べたことから降雨資料、そのなかでも日ないし旬程度の降水量の模擬発生を考える。また、どのような資料を発生させるかにより内挿的発生と外挿的発生に区別されるが、³⁾ここでは外挿的発生とする。

一方、発生手法に注目すると、

- 1) 経験分布を用いた時系列発生手法
- 2) 自己回帰型モデルを用いた発生手法

および、これらの

- 3) 多地点同時発生手法

に分類される。¹⁾

本節では降水量の時・空間特性を考慮した旬降水量の多地点同時発生手法を提示するが、この多地点同時発生の方法としては、多変量解析理論を利用した方法や多重マルコフモデルによる方法⁴⁾⁵⁾があげられ、前者はさらに主成分分析法による方法⁶⁾⁷⁾と重回帰分析法による方法⁸⁾に大別される。

ここで提示する方法は、多変量解析理論を利用した方法であるが、降水量の時間的、空間的相関構造を主成分分析法および重回帰分析法の組合せにより要約、記述する主成分上の回帰モデルにより模擬発生を行う方法である。

(2) 降雨の時・空間相関構造をもとにした模擬発生

(a) 主成分上の回帰モデル

いま代表観測所が K 個あるとし、第 k 代表観測所の第 j 期降水量を x_j^k とする。各観測所、各期の降水量の間には時間的、空間的相関が考えられ、この相関構造を以下のように記述する。

まず、第 k 観測所、第 j 期降水量 x_j^k を第 k 観測所および k 以外の代表観測所の $(j-1)$ 期以前の降水量の線形1次結合により説明するモデルを考えよう。

$$\begin{aligned}
 x_j^k &= \beta_0^k + \beta_{11}^k \cdot x_{j-1}^1 + \beta_{21}^k \cdot x_{j-1}^2 + \cdots + \beta_{k1}^k \cdot x_{j-1}^k \\
 &\quad + \beta_{12}^k \cdot x_{j-2}^1 + \beta_{22}^k \cdot x_{j-2}^2 + \cdots + \beta_{k2}^k \cdot x_{j-2}^k \\
 &\quad + \cdots \\
 &\quad + \beta_{1r}^k \cdot x_{j-r}^1 + \beta_{2r}^k \cdot x_{j-r}^2 + \cdots + \beta_{kr}^k \cdot x_{j-r}^k \\
 &= \beta_0^k + \sum_{n=1}^K \sum_{t=1}^r \beta_{nt}^k \cdot x_{j-t}^n \quad (k=1, 2, \cdots, K)
 \end{aligned} \tag{2.2.1}$$

ここに、 T は時間的相関が考えられる最大遅れ時間である。

しかし、(2.2.1)式の線形重回帰モデルでは、説明変数の個数 $P(=K \cdot T)$ が一般に大きくなり、この重回帰式を求める計算が煩雑になるうえに係数推定の精度も悪くなる。さらに、説明変数である各降水量 x_{j-t}^n の間には上述したように時間的、空間的相関があり、説明が冗長となる。

そこで、 $P(=K \cdot T)$ 個の説明変数 x_{j-t}^n から降水の時間的、空間的相関構造を要約、記述する m 個($m < P$)の主成分を抽出し(この主成分抽出の手順を図-2.2.1に示す)、これら m 個の主成分を説明変数として x_j^k を説明する重回帰モデルを設定することを考える。すなわち、 P 個の主成分のなかから寄与率の大きな m 個の主成分 $Z_i(i=1, 2, \dots, m)$ を抽出し、これら主成分を説明変数とし x_j^k を目的変数とする重回帰モデル

$$x_j^k = \gamma_{0k} + \sum_{i=1}^m \gamma_{ik} \cdot Z_i + \epsilon^k$$

$$(k=1, 2, \dots, K) \quad (2.2.2)$$

を設定し、このモデルを主成分上の回帰モデルと呼ぶ。ここに、 ϵ^k は残差、すなわち主成分 $Z_i(i=1, 2, \dots, m)$ の線形一次結合で説明しきれない変動であり、平均0、 $\left\{x_j^k - \left(\gamma_{0k} + \sum_{i=1}^m \gamma_{ik} \cdot Z_i\right)\right\}$ 系列の標準偏差 σ_ϵ をもつ正規分布 $N(0, \sigma_\epsilon)$ で近似する。なお、標準偏差 σ_ϵ は以下のようにして求められる。

一般に、重回帰モデル

$$y = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + \dots + a_m \cdot x_m + \epsilon \quad (2.2.3)$$

において、 x_1, x_2, \dots, x_m が互いに独立な場合、 y の分散 $V[y]$ は、 x_i の分散を $V[x_i]$ として、

$$V[y] = a_1^2 \cdot V[x_1] + a_2^2 \cdot V[x_2] + \dots + a_m^2 \cdot V[x_m] + V[\epsilon] \quad (2.2.4)$$

によって与えられる。いま説明変数 Z_1, Z_2, \dots, Z_m は主成分であるから互いに独立であり、したがって次式が成立する。

$$V[x_j^k] = \gamma_{1k}^2 \cdot V[Z_1] + \gamma_{2k}^2 \cdot V[Z_2] + \dots + \gamma_{mk}^2 \cdot V[Z_m] + V[\epsilon^k] \quad (2.2.5)$$

また各主成分の分散 $V[Z_i]$ は固有値 λ_i に等しい⁹⁾か

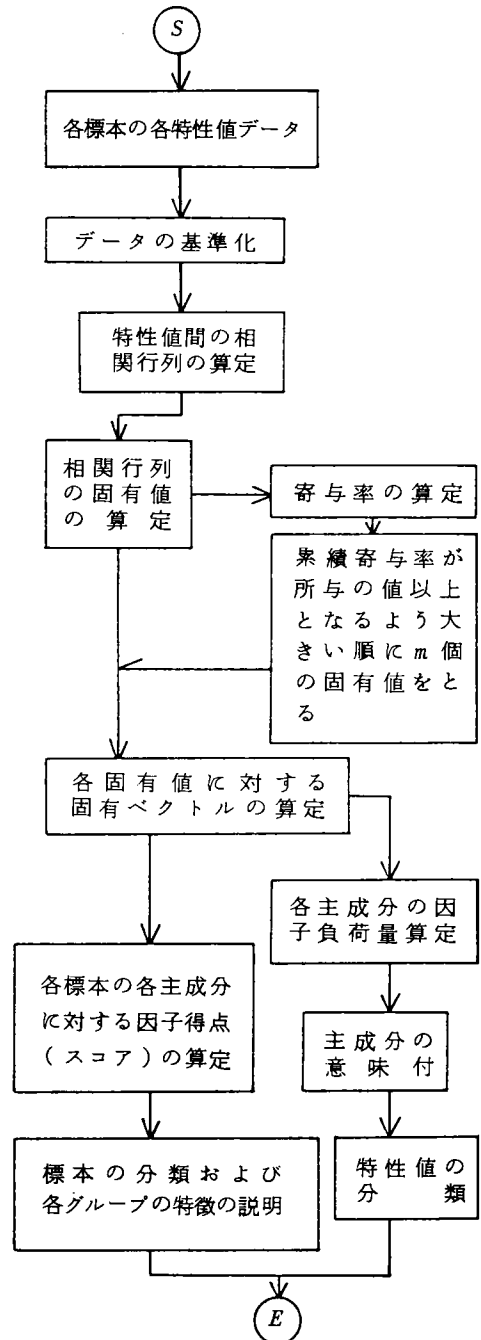


図-2.2.1 主成分分析法

ら、各期の各代表観測所降水量の分散 $V[x_j^k]$ を実績データより算定すれば、(2.2.5)式より残差の分散 $V[\epsilon^k]$ は推定され、この平方根として標準偏差 σ_{ϵ} はただちに求められる。

こうして、(2.2.2)式の主成分上の回帰モデルにより、第 k 代表観測所、第 j 期降水量 x_j^k は以下の手順で発生できる。まず、各主成分の値 Z_i の生起頻度よりその確率分布を推定する。そして、この確率分布をもとに Z_i を乱数発生し、さらに残差 ϵ^k も乱数発生して、それぞれを(2.2.2)式に代入することにより x_j^k はシミュレートできる。

(b) シミュレーション手順

(a)で述べた主成分上の回帰モデルを用いた降水シミュレーション手順は図-2.2.2となる。

まず、対象流域の各観測所降水量間の相関解析より観測所をグルーピングするとともに、各グループの代表観測所を選定する。一方、時系列解析より降水量系列の持続性を調べ、モデルの最大遅れ時間を設定する。そして、代表観測所の各遅れ時間の降水量に主成分分析法を適用することにより、降水量の時間的、空間的相関構造を要約、記述するいくつかの主成分を抽出し、抽出された主成分を説明変数とする主成分上の回帰モデルを同定する。

ついで、各主成分の生起確率分布を推定し、この確率分布により各主成分の値を乱数発生する。乱数発生された主成分の値を主成分上の回帰モデルに代入することにより代表観測所の降水量がシミュレートされる。一方、グループ内他観測所降水量は、先にシミュレートされた代表観測所降水量から単回帰モデルによりシミュレートする、という手順である。

ここで、グループ内他観測所の降水量のシミュレーションを、そのグループの代表観測所の降水量からの単回帰モデルで行うのは、以下の理由による。すなわち、観測所のグルーピングの基準を観測所降水量間の

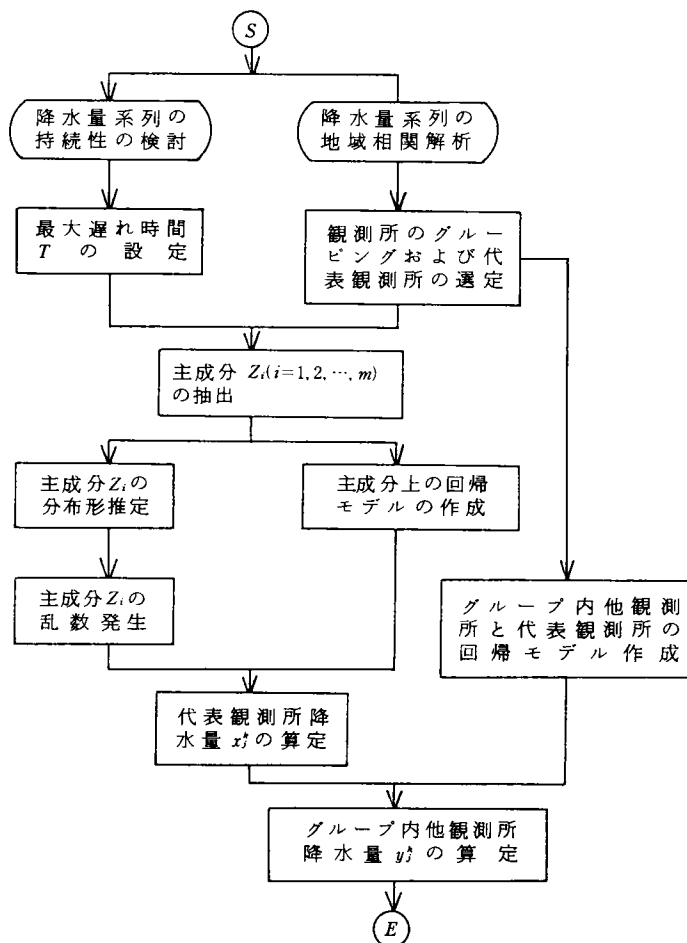


図-2.2.2 降水シミュレーション手順

(空間的) 相関にしているため、他観測所の降水量は、代表観測所の当期の降水量によって高い精度で説明されるためである。

第3節 流域水循環過程の分析

(1) 分析の視点

河川水の利用が高度化、複雑化した現在、水資源の開発・配分計画策定における流域水循環モデルの構築の必要性は前述したとおりである。とりわけ、我が国の場合、用水の還元において、量的にも、還元位置からみても農業用水が最も重要となる。

しかし、農業用水の取水、還元過程を自然水の流出過程とあわせて、精度上の斉合性を保ち、それらの機構を明らかにしようとした研究は少なく、¹⁰⁾ その成果も未だ統一的ではないと思われる。

そこで、本節では、降雨流出過程および農業用水の取水、還元過程の定性的考察から、農業用水の還元を考慮した流域水循環モデルを構成する。

従来、モデル・パラメータの同定は試行錯誤により行われることが多く、本節で構成するモデルのようにモデル・パラメータが多くなると、その同定には多大な時間と労力を要する。このため、本節では、準線形化手法の適用により、モデル・パラメータを自動的に同定するアルゴリズムを導く。¹¹⁾

(2) 流域水循環モデル

(a) モデルの概要

前述したように、流域水循環システムにおいて農水の取水、還元過程は降雨流出過程とともに重要な位置を占める。そこで、ここでは、流域水循環システムが自然流出システム、農水還元システムの2サブシステムから構成される¹¹⁾として、各々のサブシステムをモデル化する。

モデルは、単に量的収支関係を現象に適合させるのみならず、現象の内部機構を反映さす意味から物理モデルとしての集中定数系モデルとし、流域での水の貯留を記述するためタンク・モデルを応用したモデルとする。そして、自然流出モデルは、降雨を直接流出成分（ここでは表面流出と中間流出の両者を直接流出とみなす）と地下流出成分に分離する過程を記述する降雨の分離モデル、および直接流出成分、地下流出成分の各々の流出過程を記述する直接流出モデル、地下流出モデルから構成する。また農水還元モデルは、取水された水を田面導水量と排水路を通じてそのまま河川に戻る直接還元量とに分離する過程を記述する直接還元モデル、田面への降水量および導水量が地下浸透し地下貯留を経て河川へ還元していく過程を記述する地下還元モデル、の両モデルから構成する。以上の流域水循環モデルの構成を図－2.3.1に示す。なお、モデル化における流出、還元の時間単位は、長期の流出、還元を考える立場から、日程度を考える。

(b) 流出、還元モデルの作成

1) 自然流出モデル

自然流出モデルは、図－2.3.2に示すように降雨の分離モデル、直接流出モデル、地下流出モデルから構成され、各モデルの関係式は表－2.3.1に示すとおりである。¹²⁾

ここに、降雨の分離モデルは降雨が直接流出成分と地下流出成分に分離される過程を記述する

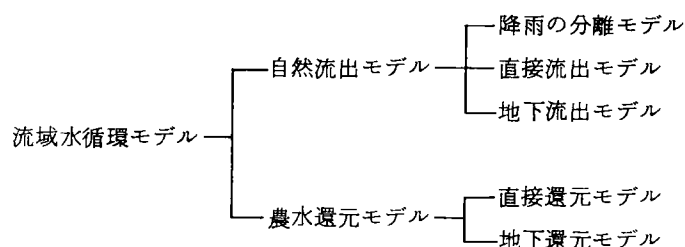


図-2.3.1 流域水循環モデルの構成

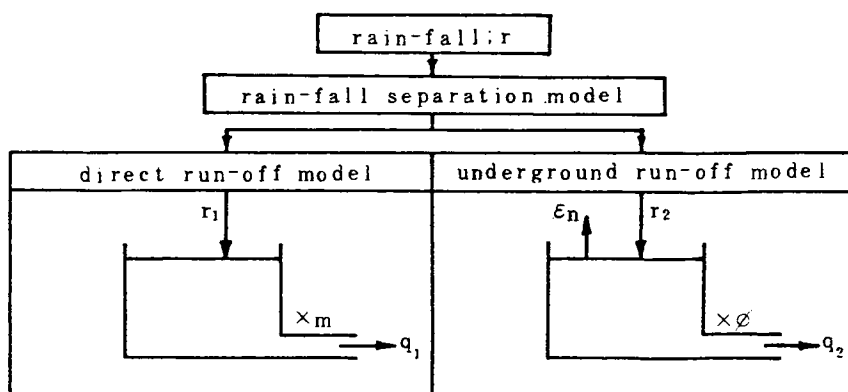


図-2.3.2 自然流出モデル

表-2.3.1 自然流出モデルの関係式

〔降雨の分離モデル〕	
$r_1 = (a_1 + a_2 \cdot r_f) \cdot r^2$	(1)
$r_2 = r - r_1$	
$= r - (a_1 + a_2 \cdot r_f) \cdot r^2$	(2)
〔直接流出モデル〕	
$\dot{q}_1 + m \cdot q_1 = m \cdot r_1$	(3)
〔地下流出モデル〕	
$\dot{q}_2 + \phi \cdot q_2 = \phi \cdot r_2 - \phi \cdot \epsilon_n$	(4)
$\epsilon_n = e_n \cdot E_p$	(5)
〔総流出量〕	
$q_n = q_1 + q_2$	(6)

r : 降雨量
 r_1 : 降雨の直接流出成分
 r_2 : 降雨の地下流出成分
 r_f : 先行半旬降雨量
 a_1, a_2 : 正の定数
 q_1 : 直接流出量
 m : 直接流出の遅減係数
 q_2 : 地下流出量
 ϕ : 地下流出の遅減係数
 ϵ_n : 蒸発散量
 E_p : ハーマン式による蒸発散能
 e_n : 補正係数

モデルであり、降雨流出過程の非線形性はこの分離モデルでモデル化されるとする。表－2.3.1の(1)、(2)式で表わされる当モデルは以下の考えにより導いた。

図－2.3.3は降雨の分離機構の概略を示したものである。すなわち、土壌の地下浸透能に対応する強度 r_s 以下の降雨は全て地下浸透し、地下流出成分 r_2 となる。一方、 r_s 以上の降雨の場合は直接流出が生じ、降雨 r は直接流出成分 r_1 と地下流出成分 r_2 とに分離される。地下浸透能 r_s は土壌の保水量により変化するものであり、降雨 r と直接流出成分 r_1 との関係を次式で仮定する。

$$r_1 = g(r_s) \cdot r^\nu \quad (2.3.1)$$

ここに $g(r_s)$ は地下浸透能 r_s の関数、 ν は正の定数である。

ところで、角屋らの土壌の水分補給能曲線から、¹³⁾降雨終了後5日程度で土壌含水比は吸着含水比まで回復し上限浸透能になるといえる。そこで、 r_s は先行半旬降雨量 r_f により決定されるものとみなして(2.3.1)式を展開し、高次の項を無視することにより、 a_1 、 a_2 を正の定数として次式を得る。

$$g(r_s) = a_1 + a_2 \cdot r_f \quad (2.3.2)$$

さらに、(2.3.1)式において $\nu=2$ と仮定すれば、降雨の分離モデルとして表－2.3.1の(1)、(2)式を得る。

分離された降雨の各成分は表面貯留、地下貯留を経て直接流出量、地下流出量となるが、この過程をタンク・モデルにより記述すると表－2.3.1の(3)、(4)式となる。なお、蒸発散量はハーモン式による蒸発散能を用いて(5)式のように表わし、地下流出タンクより差引いた。¹⁴⁾

こうして表－2.3.1の(1)～(6)式より総流出量 q_n および地下流出量 q_2 に関する連立常微分方程式が次のように得られる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{q}_n + m \cdot q_n &= \dot{q}_2 + m \cdot q_2 + m \cdot (a_1 + a_2 \cdot r_f) \cdot r^2 \\ \dot{q}_2 + \phi \cdot q_2 &= \phi \cdot \{r - (a_1 + a_2 \cdot r_f) \cdot r^2\} - \phi \cdot e_n \cdot E_p \end{aligned} \right\} \quad (2.3.3)$$

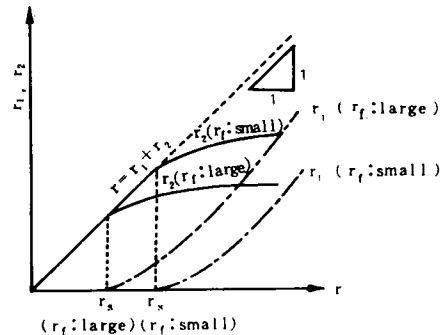
ここは、 \dot{q}_n 、 \dot{q}_2 は q_n 、 q_2 の時間微分を表わす。

2) 農水還元モデル

農水還元モデルは図－2.3.4に示すように直接還元モデル、地下還元モデルから構成される。¹²⁾各モデルの関係式を表－2.3.2に示す。

ここに、直接還元モデルは取水量から、降雨との関連において、田面に導水されることなく直接河川に排水される直接還元量と田面に導水される水量(田面導水量)を推定するモデルであり、表－2.3.2の(1)、(2)式は以下の仮定のもとで導いた。

すなわち、図－2.3.5に示すように無降雨時には取水量のうち用水量と同量だけ田面に導水され、降雨時には降雨量に応じて田面導水量は減少し、直接還元量が増加すると考えることができ



図－2.3.3 降雨の分離モデル説明図

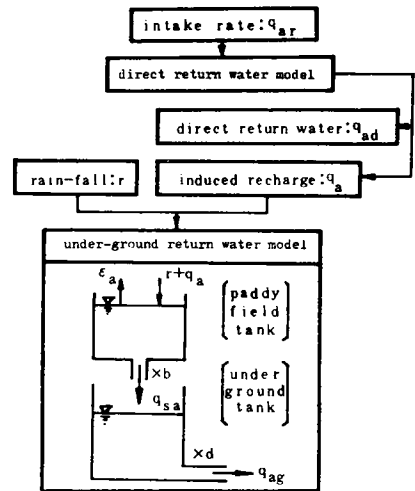
表－ 2. 3. 2 農水還元モデルの関係式

〔直接還元モデル〕	
$q_a = \alpha \cdot e^{-\beta \cdot r} \cdot q_{ar}$	(1)
$q_{ad} = q_{ar} - q_a = (1 - \alpha \cdot e^{-\beta \cdot r}) \cdot q_{ar}$	(2)
〔地下還元モデル〕	
$\dot{q}_{sa} + b \cdot q_{sa} = b(r + q_a - \epsilon_a)$	(3)
$\dot{q}_{ag} + d \cdot q_{ag} = d \cdot q_{sa}$	(4)
$\epsilon_a = e_a \cdot E_p$	(5)
〔総還元量〕	
$q_{ra} = q_{ad} + q_{ag}$	(6)

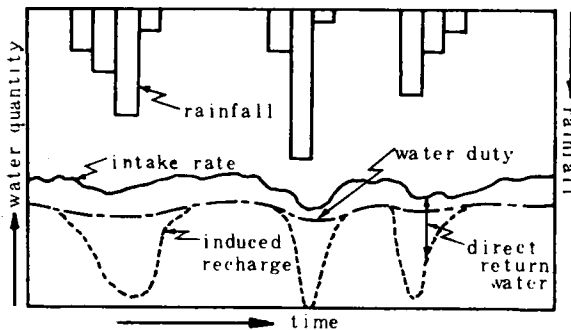
q_a : 田面導水量
 q_{ad} : 直接還元量
 r : 降雨量
 q_{ar} : 取水量
 α, β : 定数
 q_{sa} : 地下浸透量
 q_{ag} : 地下還元量
 b : 地下浸透の通減係数
 d : 地下還元の通減係数
 ϵ_a : 蒸発散量
 E_p : ハーマン式による蒸発散能
 e_a : 補正係数

る。そこで、①降雨量は排水路に流入することなく、②用水量は取水量の α 倍 (α : 定数) とし、③田面導水量は無降雨時で用水量に等しく、④降雨時には降雨量に従って指数関数的に減少し、⑤水路損失は無視すると仮定することにより、田面導水量および直接還元量は表－ 2. 3. 2 の(1)、(2)式で表わされる。

また、降雨量および田面導水量が田面貯留、地下浸透、地下貯留を経て地下還元水として河川に戻る過程を、田面貯留タンク、地下貯留タンクの2つのタンク・モデルにより記述すると表－ 2. 3. 2 の(3)、(4)式を得る。



図－ 2. 3. 4 農水還元モデル



図－ 2. 3. 5 直接還元モデル説明図

こうして、表－2.3.2の(1)～(6)式から総還元量 q_{ra} 、地下還元量 q_{ag} 、地下浸透量 q_{sa} に関する連立常微分方程式が次のように得られる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{q}_{ra} &= \dot{q}_{ag} + (1 - \alpha \cdot e^{-\beta \cdot r}) \cdot \dot{q}_{ar} + \alpha \cdot \beta \cdot \dot{r} \cdot e^{-\beta \cdot r} \cdot q_{ar} \\ \dot{q}_{ag} &= d \cdot (q_{sa} - q_{ag}) \\ \dot{q}_{sa} &= a \cdot b \cdot e^{-\beta \cdot r} \cdot q_{ar} + b \cdot (r - q_{sa}) - b \cdot \epsilon_a \end{aligned} \right\} \quad (2.3.4)$$

(3) 準線形化手法によるモデル・パラメータの同定

(a) 同定のアルゴリズム

^{15) 16)}
準線形化手法を適用して(2)で述べた流域水循環モデルを同定するアルゴリズムを図－2.3.6に示す。その概要は以下のようである。

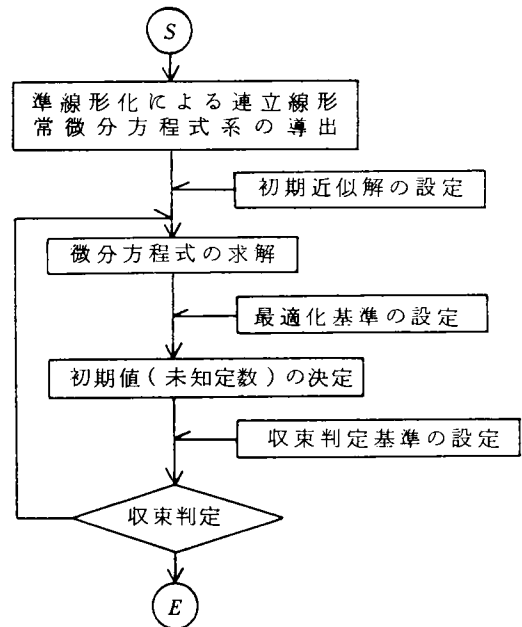
まず、連立常微分方程式系における未知パラメータも(時間的に一定な)変数として認識する。この段階で元々のモデル式の線形、非線形を問わず、形式上は非線形微分方程式でモデルが記述されることになる。また、この操作によりパラメータ決定問題は(後述するように)変数の初期値決定問題に変換される。つぎに、この非線形微分方程式を一般化されたニュートン・ラプソン公式により線形化する(準線形化)。この操作により(線形)微分方程式は、第1回目の近似解を仮定することにより、初期条件を未知数としたまま積分することが可能となり、所与の評価基準のもとで初期条件を決定し、第2回目の解が得られる。さらに、この解を第2回目の近似解として同様の操作を行っていく。最終的には解が収束するまで以上の操作を繰り返し、そのときの初期条件として決定すべきモデル・パラメータの値が同定される。

以上のように、微分方程式に含まれる未知パラメータ決定問題に対し準線形化手法によるアルゴリズムは、試行錯誤から免れるのみならず、非線形微分方程式の直接的な求解といった煩雑さからも解放される。また、未知パラメータ以外の変数についての初期条件が与えられていない場合、あるいは信頼性に欠ける場合についても、未知パラメータと同様の扱いにより決定することができる点もこの手法の有利な点として挙げられる。

以下、図－2.3.6の各項目について、(2)で構成した水循環モデルに則して説明を加える。

1) 準線形化による連立微分方程式系の導出

いま、つぎのような変数 x に関する非線形微分方程式を考える。



図－2.3.6 準線形化アルゴリズム

$$\dot{\mathbf{x}} = f(\mathbf{x}, t) \quad (2.3.5)$$

この式に一般化されたニュートン・ラプソン公式を適用し、準線形化を施すと次式が得られる。

$$\dot{\mathbf{x}}^{(n+1)} = f(\dot{\mathbf{x}}^{(n)}, t) + \mathbf{J}(\mathbf{x}^{(n)}) \cdot (\mathbf{x}^{(n+1)} - \mathbf{x}^{(n)}) \quad (2.3.6)$$

ここに、 n は繰り返し回数、 \mathbf{J} はヤコビアンを表わす。

自然流出モデル(2.3.3)式および農水還元モデル(2.3.4)式に、(2.3.6)式を適用する。

<自然流出モデル>

(2.3.3)式において m, a_1, a_2, ϕ, e_n を未知パラメータとし、 $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_7)^T = (q_n, q_2, m, a_1, a_2, \phi, e_n)^T$ とすると次式のように線形化される。

$$\begin{aligned} \dot{x}_1^{(n+1)} &= -x_3^{(n)} \cdot x_1^{(n+1)} + (x_3^{(n)} - x_6^{(n)}) \cdot x_2^{(n+1)} \\ &\quad + (-x_1^{(n)} + x_2^{(n)} + r^2 \cdot x_4^{(n)} + r^2 \cdot r_f \cdot x_5^{(n)}) \cdot x_3^{(n+1)} \\ &\quad + r^2 \cdot (x_3^{(n)} - x_6^{(n)}) \cdot x_4^{(n+1)} + r^2 \cdot r_f \cdot (x_3^{(n)} - x_6^{(n)}) \cdot x_5^{(n+1)} \\ &\quad + (-x_2^{(n)} + r - r^2 \cdot x_4^{(n)} - r^2 \cdot r_f \cdot x_5^{(n)} - x_7^{(n)} \cdot E_p) \cdot x_6^{(n+1)} - x_6^{(n)} \cdot E_p \cdot x_7^{(n+1)} \\ &\quad + (-x_2^{(n)} \cdot x_3^{(n)} + x_1^{(n)} \cdot x_3^{(n)} - r^2 \cdot r_f \cdot x_3^{(n)} \cdot x_5^{(n)} - r^2 \cdot x_3^{(n)} \cdot x_4^{(n)} + r^2 \cdot x_4^{(n)} \cdot x_6^{(n)} + r^2 \cdot r_f \cdot x_5^{(n)} \cdot x_6^{(n)} \\ &\quad + x_6^{(n)} \cdot x_7^{(n)} + x_2^{(n)} \cdot x_6^{(n)}) \\ \dot{x}_2^{(n+1)} &= -x_6^{(n)} \cdot x_2^{(n+1)} - r^2 \cdot x_6^{(n)} \cdot x_4^{(n+1)} - r^2 \cdot r_f \cdot x_6^{(n)} \cdot x_5^{(n+1)} \\ &\quad + (-x_2^{(n)} + r - r^2 \cdot x_4^{(n)} - r^2 \cdot r_f \cdot x_5^{(n)} - x_7^{(n)} \cdot E_p) \cdot x_6^{(n+1)} \\ &\quad - x_6^{(n)} \cdot E_p \cdot x_7^{(n+1)} + (x_2^{(n)} \cdot x_6^{(n)} + r^2 \cdot x_4^{(n)} \cdot x_6^{(n)} + r^2 \cdot r_f \cdot x_5^{(n)} \cdot x_6^{(n)} + x_6^{(n)} \cdot x_7^{(n)}) \\ \dot{x}_i^{(n+1)} &= 0 \quad (i=3, 4, \dots, 7) \end{aligned} \quad (2.3.7)$$

<農水還元モデル>

(2.3.4)式において α, b, d, e_a を未知パラメータとし、 $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_7)^T = (q_{ra}, q_{ag}, \alpha, b, d, e_a, q_{sa})^T$ とすると次式を得る。

$$\begin{aligned} \dot{x}_1^{(n+1)} &= -x_5^{(n)} \cdot x_2^{(n+1)} + (\beta \cdot \dot{r} \cdot q_{ar} - \dot{q}_{ar}) \cdot e^{-\beta \cdot r} \cdot x_3^{(n+1)} \\ &\quad + (x_7^{(n)} - x_2^{(n)}) \cdot x_5^{(n+1)} + x_5^{(n)} \cdot x_7^{(n+1)} + (x_2^{(n)} \cdot x_5^{(n)} - x_5^{(n)} \cdot x_7^{(n)}) \\ \dot{x}_2^{(n+1)} &= -x_5^{(n)} \cdot x_2^{(n+1)} + (x_7^{(n)} - x_2^{(n)}) \cdot x_5^{(n+1)} + x_5^{(n)} \cdot x_7^{(n+1)} + x_5^{(n)} \cdot (x_2^{(n)} - x_7^{(n)}) \\ \dot{x}_i^{(n+1)} &= 0 \quad (i=3, 4, \dots, 6) \\ \dot{x}_7^{(n+1)} &= e^{-\beta \cdot r} \cdot q_{ar} \cdot x_4^{(n)} \cdot x_3^{(n+1)} + (e^{-\beta \cdot r} \cdot q_{ar} \cdot x_3^{(n)} + r - x_7^{(n)} - x_6^{(n)} \cdot E_p) \cdot x_4^{(n+1)} \\ &\quad - E_p \cdot x_4^{(n)} \cdot x_6^{(n+1)} - x_4^{(n)} \cdot x_7^{(n+1)} + x_4^{(n)} \cdot (-x_3^{(n)} \cdot e^{-\beta \cdot r} \cdot q_{ar} + E_p \cdot x_6^{(n)} + x_8^{(n)}) \end{aligned} \quad (2.3.8.)$$

2) 初期近似解の設定

<自然流出モデル>

$x_1^{(0)} \equiv q_n$ については実測流量を与え、その他の変数については、あらかじめ概略の値を定めておき、そのまわりで乱数発生により初期近似解を設定する。

<農水還元モデル>

$x_1^{(0)} \equiv q_{ra}$ については還元量データ(還元量データが入手不能な場合のデータ作成の方法は後

述する)を与え、その他の変数については自然流出モデルと同様とする。

3) 微分方程式の求解

高精度でしかも計算時間の短いハミングの予測子修正子法¹⁷⁾を用い特解および一般解を算定する。

4) 5) 最適化基準の設定および初期値の決定

最適化基準は、対象期間全体でのハイドログラフの再現性を高める意味で、次式とする。

$$E = \sum_i^s \{ (x_{1,0}^{(n)}(i) - x_{1,1}^{(n)}(i)) / x_{1,0}^{(n)}(i) \}^2 \rightarrow \min \quad (2.3.9)$$

ただし、 s は同定区間においてデータの存在する日数、 i は存在する日を表わし、 $x_{1,0}$ 、 $x_{1,1}$ は、それぞれ実流量(または還元量)、算定流量(または還元量)である。なお、算定流量(または還元量) $x_{1,1}$ は次式で与えられる。

$$x_{1,1}^{(n)} = x_{1,p}^{(n)} + (x^{(n)}(0))^T \cdot x_{1,h}^{(n)} \quad (2.3.10)$$

ここに、 $x_{1,p}$ 、 $x_{1,h}$ は3)の求解で得られる特解および一般解ベクトル、 $x^{(n)}(0)$ は決定すべき初期条件ベクトルであり、 T は転置を示す。

こうして、決定すべき初期条件ベクトル $x(0)$ は、(2.3.9)式および(2.3.10)式を $x^{(n)}(0)$ で偏微分して得られる正規方程式を解くことにより求められる。(2.3.9)式の最適化基準に用いる実流量または還元量データが信頼に足る場合はこの方法で良いが、これらデータの精度に問題があるような場合には、以下の方法でもって初期条件ベクトルを求めるのが良い。

すなわち、データの精度が同定結果に大きく影響するので、モデルの物理性を保証したうえでモデル同定を行うため、各パラメータが充たすべき制約を定め、その制約の範囲で目的関数(2.3.9)、(2.3.10)を解くという制約条件付最適化問題として初期条件ベクトルを求めるわけである。

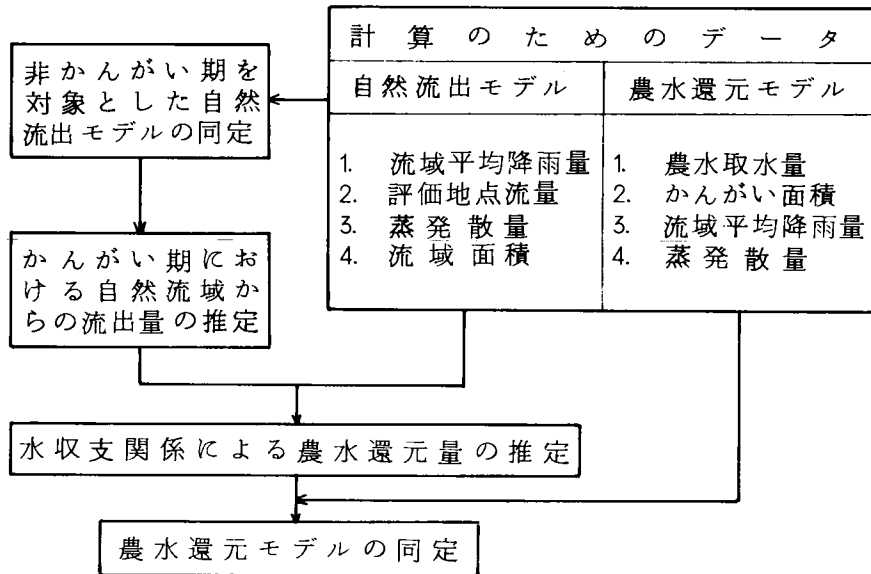
6) 収束判定基準の設定

収束判定基準は以下とする。すなわち、全てのパラメータ(初期条件) $x_i(0)$ について、繰り返し計算の任意の回から p 回の連続した繰り返し過程を通じ、各回で得られたパラメータ $x_i^{(n)}(0)$ の値とその直前の段階の値 $x_i^{(n-1)}(0)$ との差の絶対値 $|x_i^{(n)}(0) - x_i^{(n-1)}(0)|$ が、 $x_i^{(n)}(0)$ と $x_i^{(n-1)}(0)$ のうち絶対値の大きい方の値 $\max(|x_i^{(n)}(0)|, |x_i^{(n-1)}(0)|)$ の $q\%$ 以下であること。

(b) 水循環モデルの同定手順

(a)で導いたアルゴリズムを用いた水循環モデルのパラメータ同定手順として、図-2.3.7に示す手順を考えた。この手順の特徴は、一般に農水還元量データの入手が困難なことより、まず自然流出モデルの同定を行い、この結果を利用して水収支関係から農水還元量を推定し農水還元モデルの同定を行うことにある。

すなわち、非かんがい期においては農水の取水、還元は無視できると考え、対象流域全体を農地をも含めて自然流域とみなし、実流量と(2.3.3)式より計算される流量推定値から(2.3.9)式の評価基準のもとで自然流出モデルを同定する。ついで、かんがい期において、農地以外の自然流域からの流出量を非かんがい期において同定された自然流出モデルにより算定し、その値と実流量および取水量データを用いて水収支関係から農水還元量を求める。こうして得られた還元量データ



図－ 2. 3. 7 流域水循環モデルの同定手順

と（ 2. 3. 4 ）式より算出される還元量推定値から（ 2. 3. 9 ）式の基準のもとで農水還元モデルの同定を行う。

自然流出モデルの同定における各パラメータの初期近似解の決定は、実流量を用いるのであるから、正規方程式の求解により行うこととする。一方、農水還元モデルにおいて、還元量データは上述のように推定値であるから、制約条件付最適化問題の求解により各パラメータの初期近似解を定めることとする。

第4節 水需要構造分析および予測

（1）水需要予測手法の概要

水需要予測とは、人間の諸活動で使用される水量およびその内容に関する現時点までの情報をもとに、将来時点での需要量を推定することといえる。すなわち、過去から現在に至る水需要量およびその内容の分析により水需要に影響を及ぼす内部要因、外部要因を抽出するとともに、要因関連を定量的にモデル化するという水需要構造分析、ならびにこのモデルに外部要因の傾向あるいは計画者の意図を基にしたシナリオを入力して将来の水需要量を推計するという予測、の両者を包含したものといえる。¹⁸⁾

水需要予測は、上述のように水需要構造分析、予測の両者から構成されるが、①水需要予測の目的、②対象とする用途、③空間スケール、④時間スケール、などに応じて分析、予測の方法には種々のものがある。代表的手法をその手法に適した時・空間スケールとともに表－ 2. 4. 1 に示す。^{18) 19)}

表－2.4.1 水需要予測手法

手 法	適した空間スケール	適した時間スケール
	需 市 都 流 圏 要 町 道 域 国 者 村 府 域 域	短(1 中(5 長(20 年 期3 期10 期) 年) 以上)
システム・ダイナミックス・ モデル、計量経済モデル		
統計データをもとにした 重回帰モデル 数量化モデル		
アンケート・データをもとにした 重回帰モデル 数量化モデル		
水使用計測データをもとにした 個別原単位の積み上げ方式		
時系列回帰モデル		

←→ 予測範囲、<----->基本単位

本節では、第1節で述べたように、水資源の開発・配分必要量の設定を目的として、流域スケールでの水需要構造分析および予測モデルを構成する。水資源の開発・配分計画、とくに新規開発・配分において対象となる用途は都市用水の場合が多いことから、都市用水を対象とする。このため、空間上の単位は市町村とし、また、都市用水の年間変動は小さく、上水道などの用水供給施設も年最大値をもとに計画されることより、時間上の基本単位は年とする。

以上の予測の目的、時・空間スケールより、予測手法としては表－2.4.1の統計データをもとにした重回帰モデルによる方法が適し、本節でもこの方法を基本とする。しかし、水需要構造は対象地域の社会、経済状態などに依存し、これらの地域特性の空間的相異ならびに時間的遷移により水需要構造も空間的差異、時間的遷移を呈する。このため、まず、地域特性の空間的相異の分析を行い、この結果を受けて、地域の特性を記述する統計的要因を説明変数、水需要量を目的変数とした重回帰モデルを構成し、水需要構造の将来遷移を考慮した水需要予測を行うという方法を提示する。

(2) 水需要構造の遷移を考慮した水需要予測モデル

(a) モデルの概要

水需要構造分析および構造の将来遷移を考慮した水需要の予測モデルを多変量解析手法の適用により構成した。モデル構成およびこのモデルによる予測プロセスを図－2.4.1に示す。

このプロセスは、

- ① 水需要に注目した地域特性の分析
- ② クラス別水需要構造分析
- ③ 水需要クラス判別分析
- ④ 水需要構造の遷移を考慮した予測

から成り、その概要はつぎのとおりである。²⁰⁾

まず、主成分分析により水需要に注目した地域特性の分析を行い、特性の類似性による対象市町村の分類および特性を表わす要因（特性項目）の分類を行う。ついて、同一のグループの市町村は類似の水需要構造を有するとの仮定のもとで（以下グループをクラスと呼ぶこととする）クラス毎の水需要構造を重回帰分析により分析し、水需要構造式を作成する。また、判別分析により水需要構造の属するクラスを判別する判別関数を作成する。以上の準備のもとに、各市町村の特性項目の将来推定を行い、この将来推定値から判別関数により各市町村の水需要構造の将来遷移を判別し、遷移後のクラスの水需要構造式より需要量予測値を算定するというプロセスである。

このプロセスの特徴は、水需要の空間的差異（地域特性）ならびに時間的遷移を分析し、予測を行う点にあるといえる。

(b) 水需要に注目した地域特性の分析

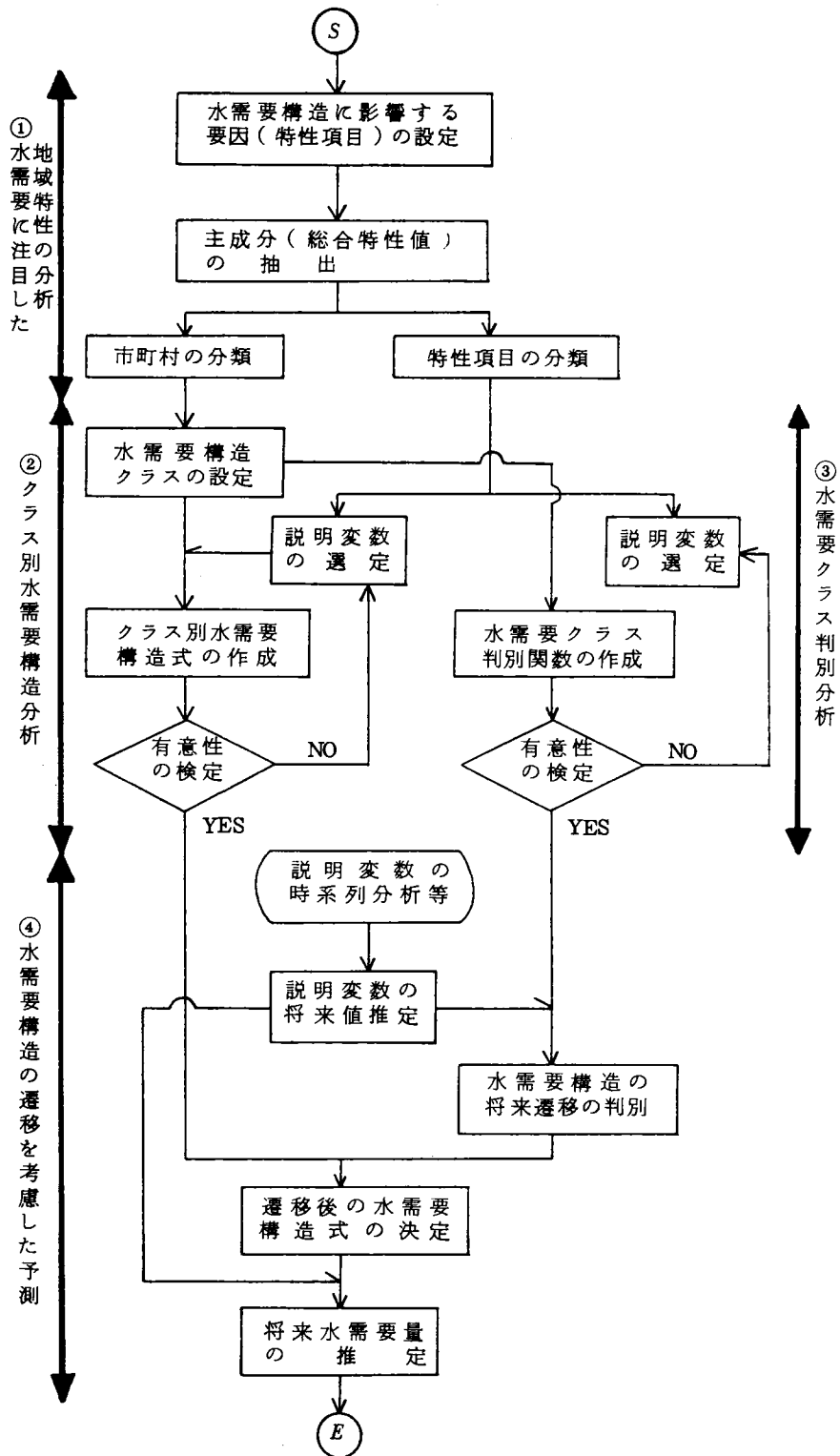
水需要構造は各市町村によって大きな差異があり、これは前述したように各市町村のもつ性格特性によって生ずると考えられる。水需要構造に影響を及ぼすと考えられる要因（特性項目）は数多く、しかも、これらのなかには独立なものや互いに相関をもったものが混在している。そこで、ここでは、第2節でもとりあげた主成分分析法によりこれら種々の特性項目から互いに無相関な少数個の総合特性値（主成分）を抽出し、この総合特性値により対象市町村の性格特性による分類および説明を行うとともに、特性項目の分類も行う。^{21) 22) 23)}

市町村の分類は、(c)の水需要構造分析の分析単位となるクラス設定の情報となるとともにデータの不足をカバーし、特性項目の分類は、(c)、(d)で行う水需要構造式や判別関数の作成に当たり説明変数の選択に有意な情報を与える。

(c) クラス別水需要構造分析

(b)で分類された各グループに属する市町村は類似の水需要構造を持つと仮定できる。そこで、各グループをクラスと呼び、各クラス毎に水需要構造の分析を行う。

各市町村の水需要構造を市町村の特性を示す統計的要因（特性項目）のいくつかにより物理的に決定するモデルを設定することはきわめて困難である。そこで、構造認識の立場から、水需要を説明すると考えられる特性項目と水需要量との間に重回帰分析法を適用することにより、水需要構造の（マクロ的）分析を行う。^{22) 23)}



図－2.4.1 水需要構造分析および予測プロセス

重回帰分析法は、 p 個の説明変数 x_1, x_2, \dots, x_p に関する知識に基づいて、一つ以上の目的変数 y に関する情報を得ようとするものであり、目的変数と説明変数の間に次式のような線形モデルを想定し、

$$y = \beta_0 + \beta_1 \cdot x_1 + \beta_2 \cdot x_2 + \dots + \beta_p \cdot x_p + \epsilon \quad (2.4.1)$$

パラメータ $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p$ を最小二乗法により推定するものである。このとき、誤差 ϵ の独立性、不偏性、等分散性などの仮定のもとで、 β_0 を定数（切片）、 $\beta_i (i=1, 2, \dots, p)$ を偏回帰係数と呼ぶ。⁹⁾

分析に用いる説明変数（の候補）は、水需要の各側面を説明できるよう(b)での特性項目の分類の各グループより、以下の基準を参考に選定する。すなわち、

- ① 各クラスの特性を説明するに適したもの
- ② 変数間の相関が極力小さいもの
- ③ 経験上水需要予測に有効であると考えられるもの
- ④ 経年データの収集が可能なもの

などの基準である。

このようにして選定した説明変数（の候補）とする各特性項目、水需要量の市町村別経年データをもとに、クラス毎に水需要量を各特性項目で説明する重回帰式を作成する。そして、重相関係数や標準偏回帰係数などによる重回帰式の有意性の検定を行い、有意な式をそのクラスの水需要構造式とする。もし、有意でなければ、対数変換などの変数の変換を行うか、説明変数の選定に戻る。

(d) 水需要クラス判別分析

前述したように、各市町村の水需要構造は時間的に遷移しており、将来にわたって同一のクラスに留まるという保証はない。そこで、判別関数法により各市町村がどのクラスに属するかを判別する関数（判別関数）を作成し、この関数により各市町村の水需要構造が将来他のクラスの構造へ遷移するかどうかを判定する。

判別関数法は、定性的に異なる n 個の群があるものとしたとき、これらの群から取り出したサンプルの説明変数データ (x_1, x_2, \dots, x_r) に基づいて、所属不明の任意のサンプルをそのいずれかに判別するものである。⁹⁾

判別関数の説明変数として用いる特性項目も、(b)での特性項目の分類結果より(c)と同様にして選定する。判別関数はこれら特性項目 $x_i (i=1, 2, \dots, r)$ の線形一次結合で与えられる。

$$f^j = a_1^j \cdot x_1 + a_2^j \cdot x_2 + \dots + a_r^j \cdot x_r + b^j \quad (2.4.2)$$

ここに、 f^j はクラス j の判別関数であり、 a_i^j, b^j は f^j がそのクラスの重心からの（マハラノビスの）汎距離を表わすよう定められる係数である。⁹⁾

こうして、判別すべきサンプル（市町村）に対し各 $f^j (j=1, 2, \dots, N, N: \text{クラス数})$ を算定し、その値を比較することにより、判別対象市町村の水需要構造がどのクラスの水需要構造に最も近いかわることができる。

(e) 水需要構造の遷移を考慮した予測

まず、(c)、(d)で作成した水需要構造式、判別関数の説明変数とする特性項目の予測対象年におけ

る値を時系列分析などにより推定する。そして、この推定値を判別関数に代入し、各 f^j の値の比較より各市町村の水需要構造が将来どのクラスに遷移するかを判別する。

こうして、遷移後のクラスの水需要構造式に各説明変数の将来推定値を代入すれば、予測対象年における水需要量はもちろん、その信頼区間も算定することができる。

第5節 渇水被害の計量

(1) 渇水被害の計量手法の概要

渇水被害の計量においても渇水被害構造の分析は必須となる。なぜなら、渇水の被害は、生活、商業、工業、農業など多方面で発生し、生産・サービスの減少、設備投資、余分な労働力投入などから快適性、利益性のそ害、不快感など多岐にわたり、また発生地域、発生時期、さらには利水者の属性によっても異なってくるからである。

しかし、これら全ての要素を対象として渇水被害構造を分析し、渇水被害を計量することは、渇水時の影響、被害データの不足もあり、不可能に近い。このため、前述の被害のいくつかの側面に注目して種々の渇水被害を計量する方法が提案されている。大別すると、

① 金銭的尺度による方法

② 指標尺度による方法

に分けられ、表－2.5.1のように整理することができる。²⁴⁾

渇水被害を各用水、地域を通じて同一尺度で評価し、かつ、渇水対策、水資源開発の費用との比較が可能となるには①金銭的尺度による方法が望ましいが、渇水被害には金銭的評価が不可能なもの、可能であっても困難なものも多い。そこで、渇水被害の程度を何らかの指標で代表させようとした方法が②指標尺度による方法であり、被害の程度が主として不足量（または不足率）、不足期間に依存すると考えられることより、これらの関数としたものが多い。

ところで、表－2.5.1に整理した各方法は渇水期間中全体での被害を計量しようとするものであるが、水資源の開発・配分計画、とくに渇水時の貯水池の運用計画を考えるような場合は、渇水期間中の各期の被害を時系列的に計量することも必要となってくる。

このため、本節では、新聞記事より作成した種々の渇水被害項目の時系列データに主成分分析法を適用して渇水被害の分析、総合化をはかることにより、渇水被害の相対的、時系列的計量化を行う方法を提示する。なお、この方法は表－2.5.1の分類では②指標尺度による方法に分類される。

表－2.5.1 渇水被害の計量手法

分 類		手 法
金銭的尺度による方法	市場経済的価格に基づく方法	渇水被害原単位法 付加価値・被害率法 渇水の機会損失による方法
	市場経済的価格に現われないものをも計量しようとする方法	WP水単価方式 代替価格方式 (渇水被害原単位法)
指標尺度による方法		不足 $\%$ ・日 (不足 $\%$) ² ・日 節水非認容率

(2) 洪水被害の時系列的計量モデル

(a) モデルの概要

洪水被害は多方面にわたり、実態調査などにより完全かつ時系列的に実態を把握するには莫大な作業を要する。このため、ここでは、多少の雑音を含んでいるものの洪水被害を時系列的に地域の社会、経済、文化、生活などの特性に応じて報道していると考えられ、かつ入手の容易な新聞記事に着目する。そして、これをもとに洪水被害項目の設定を行うとともに、各項目毎に被害（影響）の大きさを表わす時系列データを作成する。ついで、この時系列データに主成分分析法を適用することにより、各被害項目の特性を集約した洪水被害の大きさを表わすと考えられる総合特性値を抽出し、洪水期間中の日々の洪水被害の相対的計量化を行う。^{25) 26)}

以上が本節で提示するモデルの視点および概要であるが、このモデルによる洪水被害計量化プロセスを図-2.5.1に示す。

(b) 被害項目の設定および被害データの作成

前述したように洪水被害は多方面で発生する。このため、洪水被害を報道している新聞記事の分類、整理より、洪水被害の種々の側面を表わす被害項目を設定する。被害項目としては、上水、工水、農水の被害に関するものや、これら各用水の給水制限の大きさなどがあげられる。

また、各被害項目を被害の大きさの順にランク分けする。このとき、以下の分析の精度を高めるため、異なる被害項目間において同一ランクの被害は相対的に等しいとみなせるようなランク分けになるのが望ましい。

ついで、日々の新聞記事の内容をもとに各被害項目における日々の被害（影響）がどのランクに対応するかを調べ、ランクに応じた被害度を与え、この日別被害度をもとに被害項目毎の被害の大きさを示すデータ（得点）を作成する。

(c) 総合特性値としての洪水被害の計量化

(b)で作成した被害項目別の得点系列は、洪水被害の各側面の経過を示しているといえる。そこで、これら各側面を総合した洪水全体の被害をとらえるため、主成分分析法を適用する。すなわち、各被害項目を特性値とし、各期をサンプルとして主成分分析を行う（分析手順は図-2.2.1参照）。

こうして抽出された総合特性値（主成分）は、各側面の被害をその強さに応じて総合した全体の

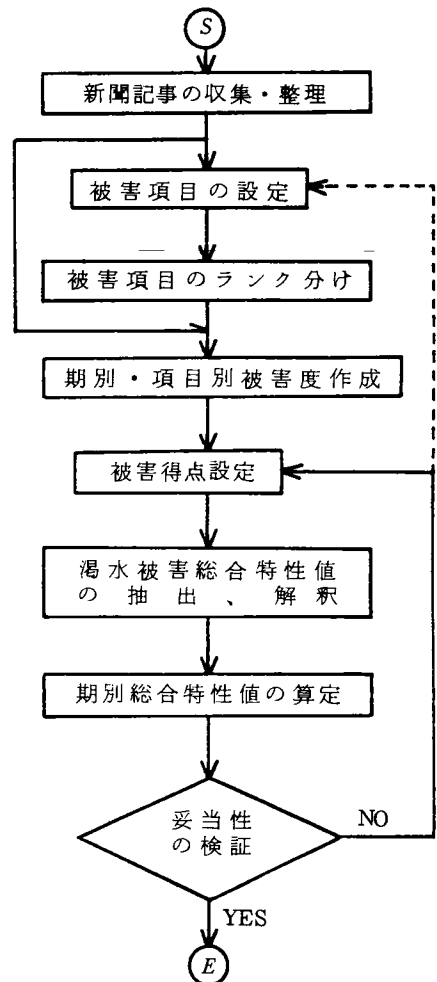


図-2.5.1 洪水被害の時系列的計量化プロセス

被害を具現していると考えられ、この総合特性値の各期の値として渇水被害が、相対的であるが、時系列的に計量できる。

第6節 結 言

水資源の開発・配分計画の策定に際し、対象流域の水文、社会・経済などの特性の把握は重要となる。とくに、主要な計画入力である計画の基準となるような降水状況、流況および開発・配分必要量の設定のためには、流域の水文特性、水需要特性の分析が必須となる。このため、本章では、水文特性、水需要特性の分析と予測に関する研究を行った。

まず、水文特性の分析および予測に関して、降雨の時・空間相関構造をもとにした模擬発生モデルの構成、ならびに自然流出モデルと農水還元モデルから成る流域水循環モデルの構成およびその準線形化手法によるパラメータ同定アルゴリズムの導出を行った。

一方、水需要特性の分析および予測に関しては、水需要構造の分析およびその将来遷移を考慮した水需要予測モデル、ならびに新聞記事より作成したデータにもとづく主成分分析法による渇水被害の時系列的計量モデルの提示を行った。

本章で得られた成果を要約すると以下のようである。

- 1) 主成分上の回帰モデルにより降水の時間的、空間的相関構造を再現する降水の模擬発生が可能となった。
- 2) 自然流出モデルと農水還元モデルを組合せた流域水循環モデルにより、農水の取水、還元による河川流量の平滑化現象がモデル化できた。また、準線形化手法の適用により、従来試行錯誤的に行われることが多かったモデル・パラメータの同定を自動的に行うことが可能となった。

降雨の模擬発生は、水資源の開発・配分計画に必要な降雨資料数が不足しているような場合、限られた資料より長期の入力データを作成することを、流域水循環モデルは、農水の還元を考慮した流出予測を可能とし、これらは、水需要の構造分析および予測、渇水被害の計量化とともに、水資源の開発・配分計画のみならず、総合的流域水管理のためにも有効な情報を提供しよう。

- 3) 主成分分析、重回帰分析、判別関数法を組合せることにより、地域特性の類似性に注目した水需要構造分析および構造の将来遷移を考慮した水需要予測が可能となるとともに、予測値の信頼区間も推定できた。

なお、水需要予測値は将来の不確定性に対する最も確からしい値、いわゆる期待値と認識すべきであり、これを計画目標値に変換するには計画主体の評価が必要である。¹⁹⁾ この変換は最大原理をはじめとして目標計画法、ゲームの理論などの数理計画手法によりモデル化することができるが、^{20), 27)} この場合信頼区間は制約条件、達成目標や予測値の確率分布の設定に有効な情報を与える。

- 4) 渇水被害（影響）を報じた新聞記事に注目し、被害項目、被害得点の設定、主成分分析法による総合特性値の抽出という手順により、渇水被害を相対的にではあるが時系列的に計量化することができた。

このような渇水被害の総合的、時系列的計量化は、渇水時の貯水池の節水運用計画や利水者間の渇水調整（節水量の配分）問題の目的関数設定のための有効な情報となる。

参 考 文 献

- 1) 池淵周一：水文統計と流出解析及び水資源計画・管理、土木技術者のためのデータ処理と確率統計マニュアル、水理編、昭和57年度講習会テキスト、土木学会関西支部、1982
- 2) 神田 徹、藤田睦博：水文学 - 確率論的手法とその応用、新体系土木工学26、技報堂出版、1982
- 3) 長尾正志：水工計画における二変数統計的手法に関する研究、京都大学博士論文、1971
- 4) Matalas, N. C. : Mathematical Assessment of Synthetic Hydrology, Water Resources Research, Vol. 3, No. 4, 1967
- 5) 室田 明、江藤剛治、角湯正剛：広域的な月水文量の解析とそのシミュレーション、土木学会論文報告集、第203号、1972
- 6) Fiering, M. B. : Multivariate Technique for Synthetic Hydrology, Proc. of ASCE, HY 5, 1964
- 7) Hoshi, K. : A Study on the Analysis and Simulation of Precipitation by the Multivariate Statical Model, 土木学会論文報告集、第213号、1973
- 8) 星 清、山岡 勲：降水量時系列を考慮した多地点月流量シミュレーションについて、第16回水理講演会講演集、1972
- 9) 奥野忠一、久米 均、芳賀敏郎、吉沢 正：多変量解析法、日科技連、1971
- 10) 例えば、芳賀幸夫、篠原新斉：庄川・小矢部川における低水流解析と扇状地の水収支、第22回建設省技術研究会報告会論文集、1969
- 11) 大内忠臣：水循環モデルの実用的作成法、土木技術資料24-3、1981
- 12) 萩原良巳、中川芳一、蔵重俊夫：準線形化の河川計画への適用に関する研究、N S C研究年報、Vol. 12、No. 1、1984
- 13) 角屋 睦：山地小流域河川の低水解析(1)、京都大学防災研究所年報、第9号、1966
- 14) 土木学会編：水理公式集、土木学会、1971
- 15) Lee : Quasilinearization and Invariant Imbedding, Academic Press, 1968
- 16) Labadie, J. W. and J. A. Dracup : Optimal Identification of Lumped Watershed Models, Water Resources Research, Vol. 5, No. 3, 1967
- 17) Hamming, R. W. : Stable Predictor-Corrector methods for Ordinary differential equations, J. ASSOC. Comp., March, 6, 1959
- 18) 萩原良巳：水道基本計画論、N S C研究年報、Vol. 10、No. 3、1982
- 19) 萩原良巳 小泉 明：水需要予測序説、水道協会雑誌、第529号、1978
- 20) 萩原良巳、小泉 明、中川芳一：広域の水需要予測と計画給水量決定について、第15回衛生工学研究討論会講演論文集、1979
- 21) 萩原良巳、中川芳一：水環境からみた地域分析、土木学会第30回年次学術講演会講演概要集第2部、1975
- 22) 萩原良巳、小泉 明、中川芳一：水需要構造分析法に関する一考察、水道協会雑誌、第511号、

1977

- 23) 萩原良巳：水環境計画に関するシステム論的研究、京都大学博士論文、1976
- 24) 中川芳一：渇水被害の計量化について、NSC研究年報、Vol.10、No.3、1982
- 25) 萩原良巳、中川芳一、辻本善博：渇水被害の計量化と貯水池群運用について、第15回衛生工学研究討論会講演論文集、1979
- 26) 森 邦夫、萩原良巳、中川芳一：新聞記事による渇水被害の分析、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第4部、1978
- 27) 萩原良巳、小泉 明、中川芳一：水道計画のための給水人口決定に関する一考察、水道協会雑誌、第509号、1977

第3章 水資源開発施設計画に関する研究

第1節 緒 言

第1章で述べたように、河川利用率の上昇に伴う開発効率の低下、良好なダム・サイトの涸渇による貯水効率の低下、さらには水源地対策などの問題による新規水資源の開発に要する時間の長期化、水資源の安定供給の必要性の増大などにより、計画的、先行的な水資源開発が必要となる。このため、本章では、水資源開発施設計画モデルを提示する。

長期的な水資源開発計画の立案にあたっては、運用計画までも包含した詳細かつ信頼度評価を組み入れた計画立案をはからねばならず、このため計画モデルの構成において、①スクリーニング段階、②シミュレーション段階、③シークエンシャル段階、の3段階でのモデル構成が不可欠と考えられる。¹⁾このうち、スクリーニング段階で得られた代替案の確率的な入力に対する応答特性から物理的、経済的評価を行うシミュレーション段階は、利水安全度の評価として次章でその計画モデルを提示する。

そこで、本章では、平均値としての水文情報を基礎に代替案を抽出するスクリーニング段階、および計画目標年までの時間内で予算制約下、需給ギャップの不満足度を考慮してシステムの建設順序を定めるシークエンシャル段階を対象として、これらの段階の計画モデルを構成する。このとき、第1章で述べた理由で、直接的な水資源開発手段を同一水系内時間的流況調節とするため、水資源開発施設として貯水池、取水施設をとりあげる。

そして、貯水池、取水地点の候補およびその規模別開発水量、建設費が与えられたとして、必要水量を確保することを前提に経済的に有利な開発施設の規模・配置ならびに段階的建設代替案の抽出のためのモデルを構成する。

一般に開発施設の規模・配置および段階的建設計画においては、次の2つの条件が課せられるため、これらの条件を考慮した代替案の抽出が必要とされる。

- ① 貯水池の開発水量が当該貯水池の貯水容量のみならず他貯水池（とりわけ上流部）の貯水容量にも規定される。
- ② 施設の建設においては規模の経済性が作用し、小規模施設の建設は技術的、経済的に不利であり、建設するとすればある規模以上といった制約が与えられ、また地形、地質、水文特性により上限も規定される。

以上の条件は、開発施設を建設する・しないというON-OFFの状態により、施設建設に関する条件が大きく異なることを意味している。したがって、この建設の有無の決定は開発施設の規模・配置計画および段階的建設計画問題において重要な位置を占め、一種の組合せ問題を形成する。

このような開発施設の規模・配置および段階的建設計画問題に関し、時間選好を考慮した水資源開発および導水施設の建設配分モデルとして広域利水問題をとらえ、そのモデル化を0-1全整数計画法および動的計画法により定式化した研究がある²⁾。しかし、ここでは、前述した理由で一流域を対象とし、開発施設規模・配置計画問題とその段階的建設計画問題、すなわち空間的な建設配分問題と時間的な建設配分問題を分離してとらえ、それぞれの問題に対し数理計画法、具体的には混合整数計画法、動的

計画法による代替案抽出のためのモデルの定式化を行う。

まず、第2節では、計画目標年度の必要量開発のための施設規模・配置計画問題に関し、施設の建設の有無を規定する0-1整数変数を含めた混合整数計画問題として代替案抽出モデルを構成する。ついで、第3節では、このモデルに含まれる非線形関数を区分的に線形化することにより線形混合整数計画法に帰着させるという解法を示す。第4節では、第3節の結果を受けて、各施設をどの順序で建設するかという段階的建設計画問題について動的計画法によりモデルを定式化する。最後に、第5節で本章の総括を行う。

第2節 水資源開発施設の規模・配置計画モデルの定式化

本節では、計画目標年度における必要量を開発し、経済的に有利な施設規模・配置代替案選定のための数理モデルを定式化する。この際、第1節で述べたように施設を建設する・しないというON-OFF状態が本質的な役割を果たすことより、施設の建設の有無の判断を表す0-1整数変数³⁾を含めた混合整数計画問題として代替案抽出モデルの定式化を行う。

(1) モデル構成の条件

対象とする流域には L 個の需要ブロックが存在し、各ブロックの開発必要量が与えられており、この必要量開発のため M 個の貯水池候補地点および N 個の取水候補地点、ならびに取水地点から需要ブロックまでの導水ネットワークが図-3.2.1のように与えられているとする。また各貯水池、取水候補地点には施設を建設とした場合の規模の上、下限ならびに施設規模に対応した建設費が与えられており、さらに貯水池規模(利水容量)に応じた開発水量(これは他貯水池容量の影響を受ける)が設定されているとする。このような条件のもとで、経済的に有利な施設規模・配置代替案抽出モデルは、各需要ブロックの開発必要量を充足し、貯水池および取水施設の総建設費を最小とする施設の組合せパターンを求める問題となる。

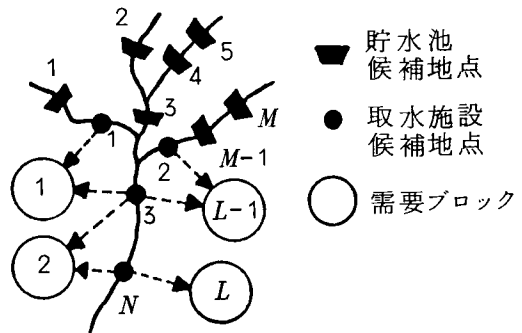


図-3.2.1 モデル構成のための流域システム

(2) 変数間の関係式、制約条件、評価関数

当問題の変数間の関係式、制約条件式および評価関数の具体的内容について述べる。³⁾

- ① 貯水池 i の(単独)開発水量 q_i は、当該貯水池容量 v_i とそれに影響を及ぼす貯水池群の容量により決定され、次式で表わされる。

$$q_i = f_i(v_i, V_i), \quad V_i = \{v_j | j \in I_i\} \quad (i=1, 2, \dots, M) \quad (3.2.1)$$

ここに、 I_i : 貯水池 i の開発水量に影響を及ぼす貯水池の集合である。

- ② 貯水池 i および取水施設 j は建設しなくてもよいが、建設する場合には規模に上、下限が設定される。

$$v_i = 0 \quad \text{または} \quad v_i^{\min} \leq v_i \leq v_i^{\max} \quad (i=1, 2, \dots, M) \quad (3.2.2)$$

$$w_j = 0 \quad \text{または} \quad w_j^{\min} \leq w_j \leq w_j^{\max} \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.3)$$

ここに、 w_j ：取水施設 j の取水量で、 v_i^{\max} 、 v_i^{\min} ：貯水池 i の建設規模の上、下限、 w_j^{\max} 、 w_j^{\min} ：取水施設 j の建設規模の上、下限である。

- ③ 取水点 j での（利水可能）流量 Q_j は、上流の貯水池開発水量、取水施設取水量により次式で表わされるとする。

$$Q_j = \sum_{k \in E_j} q_k - \sum_{k \in H_j} w_k \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.4)$$

ここに、 E_j ：取水点 j より上流の貯水池の集合、 H_j ：取水点 j より上流の取水施設の集合である。なお、対象取水点上流で取水された水の還元および取水地点間残流域流量は、代替案抽出に重点をおく立場、ならびに計画安全側であるので考慮しないことにする。

- ④ 取水点 j の（利水可能）流量 Q_j は、その地点での取水量 w_j と、あらかじめ設定された維持流量 q_j^M を充足する。

$$Q_j \geq w_j + q_j^M \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.5)$$

- ⑤ 取水施設から各需要ブロックまでは図－3.2.1 に示すような導水ネットワークにより水供給がなされ各ブロックの必要量は充足されるとすると、以下の関係が導かれる。

$$w_j = \sum_{k \in G_j} x_{jk} \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.6)$$

$$d_k = \sum_{j \in F_k} x_{jk} \quad (k=1, 2, \dots, L) \quad (3.2.7)$$

ここに、 x_{jk} ：取水施設 j から需要ブロック k への供給水量、 d_k ：需要ブロック k の開発必要量、 G_j ：取水施設 j から供給される需要ブロックの集合、 F_k ：需要ブロック k へ供給可能な取水施設の集合、である。

- ⑥ また、評価関数に関して、貯水池、取水施設の建設費は、施設を建設しない場合は当然 0 で、建設する場合は施設規模の関数として表わされると考える。すなわち、

$$C_i^p = \begin{cases} 0 & \dots\dots\dots \text{建設しない} \\ g_i(v_i) & \dots\dots\dots \text{建設する} \end{cases} \quad (i=1, 2, \dots, M) \quad (3.2.8)$$

$$C_j^w = \begin{cases} 0 & \dots\dots\dots \text{建設しない} \\ h_j(w_j) & \dots\dots\dots \text{建設する} \end{cases} \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.9)$$

ここに、 C_i^p ：貯水池 i の建設費、 C_j^w ：取水施設 j の建設費である。

最後に、トータルな評価関数は貯水池、取水施設の総建設費 $(\sum_{i=1}^M C_i^p + \sum_{j=1}^N C_j^w)$ とし、この関数を最小とする施設の組合せパターンを選定する。

(3) 混合整数計画問題としてのモデルの定式化

以上、施設規模・配置計画問題の変数間関係式、制約条件式、評価関数の具体的内容について述べた。この問題は貯水池 i 、取水施設 j を建設する・しないを規定する 0-1 整数変数 μ_i, ϵ_j を導入することにより、次のような混合整数計画問題としてモデル化される。

$$\min(\sum_{i=1}^M C_i^p + \sum_{j=1}^N C_j^w) = (\sum_{i=1}^M \mu_i \cdot g_i(v_i) + \sum_{j=1}^N \epsilon_j \cdot h_j(w_j)) \quad (3.2.10)$$

$$q_i = f_i(v_i, V_i) \quad (i=1, 2, \dots, M) \quad (3.2.11)$$

$$v_i^{\min} \cdot \mu_i \leq v_i \leq v_i^{\max} \cdot \mu_i \quad (i=1, 2, \dots, M) \quad (3.2.12)$$

$$w_j^{\min} \cdot \epsilon_j \leq w_j \leq w_j^{\max} \cdot \epsilon_j \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.13)$$

$$Q_j = \sum_{k \in E_j} q_k - \sum_{k \in H_j} w_k \geq w_j + q_j^M \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.14)$$

$$w_j = \sum_{k \in G_j} x_{jk} \quad (j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.15)$$

$$d_k = \sum_{j \in F_k} x_{jk} \quad (k=1, 2, \dots, L) \quad (3.2.16)$$

$$\mu_i, \epsilon_j \equiv 0 \pmod{1} \quad (i=1, 2, \dots, M, j=1, 2, \dots, N) \quad (3.2.17)$$

ここに、(3.2.10)～(3.2.17)式のモデルの決定変数は、貯水池 i 、取水施設 j の建設の有無を示す整数変数 μ_i, ϵ_j 、貯水池 i の(利水)容量 v_i 、取水施設 j の取水量 w_j および取水施設 j から需要ブロック k への供給水量 x_{jk} であり、(3.2.17)式は μ_i, ϵ_j を 1 で除したときの剰余が 0 であること、すなわち、 μ_i, ϵ_j が整数でなければならないことを示している(以下の式においても同様の記述を用いる)。

また、(3.2.10)、(3.2.11)式に含まれる関数 $g_i(v_i)$ 、 $h_j(w_j)$ 、 $f_i(v_i, V_i)$ は通常非線形となる。このため、(3.2.10)～(3.2.17)式で表わされる問題は非線形混合整数計画問題となる。非線形混合整数計画問題の解法は未だ確立されていないので、次節で、この問題を線形混合整数計画問題に帰着させ、その解法を導く。

第3節 線形混合整数計画問題としてのモデルの解法

第2節で水資源開発施設規模・配置計画モデルを非線形混合整数計画問題として定式化した。ここでは、このモデルに含まれる非線形関数を区分的に線形化することにより線形混合整数計画問題に帰着させるとともに、その小数法による解法を示す。³⁾

(1) モデルの線形化

i) 貯水池建設費用関数 $g_i(v_i)$ ：貯水池 i のいくつかの容量 ($\bar{v}_i^0, \bar{v}_i^1, \dots, \bar{v}_i^{n_i}$) に対する建設費 ($\bar{a}_i^0, \bar{a}_i^1, \dots, \bar{a}_i^{n_i}$) が得られているとする。各容量・建設費間を線形内挿することにより、任意の容量 v_i およびこの v_i に対する建設費 $g_i(v_i)$ は、補助変数 λ_i^l 、0-1 整数補助変数 δ_i^l を用いて次のように表わされる(図-3.3.1)。

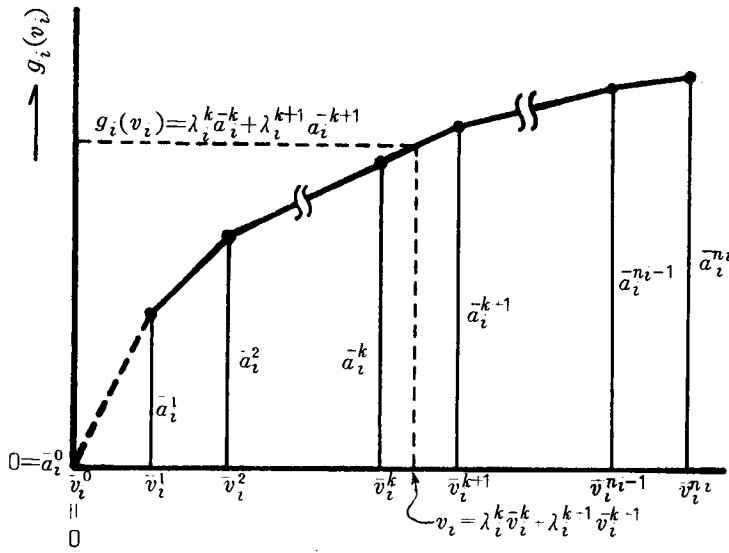


図-3.3.1 貯水池建設費関数 $g_i(v_i)$ の線形近似

$$v_i = \sum_{l=0}^{n_i} \lambda_i^l \cdot \bar{v}_i^l \quad (3.3.1)$$

$$g_i(v_i) = \sum_{l=0}^{n_i} \lambda_i^l \cdot \bar{a}_i^l \quad (3.3.2)$$

$$\sum_{l=0}^{n_i} \lambda_i^l = 1, \lambda_i^l \geq 0 \quad (3.3.3)$$

$$\begin{cases} \lambda_i^0 \leq \delta_i^0 \\ \lambda_i^l \leq \delta_i^{l-1} + \delta_i^l \quad (l=1, 2, \dots, n_i-1) \\ \lambda_i^{n_i} \leq \delta_i^{n_i-1} \end{cases} \quad (3.3.4)$$

$$\begin{cases} \sum_{l=0}^{n_i-1} \delta_i^l = 1 \\ \delta_i^l \equiv 0 \pmod{1} \quad (l=0, 1, 2, \dots, n_i-1) \end{cases} \quad (3.3.5)$$

なお、ここでは、とくに $\bar{v}_i^0=0, \bar{a}_i^0=0$ としておく。

ii) 取水施設建設費用関数 $h_j(w_j)$; 取水施設 j についても、いくつかの取水規模 ($\bar{w}_j^0, \bar{w}_j^1, \dots, \bar{w}_j^{m_j}$) に対する建設費 ($\bar{b}_j^0, \bar{b}_j^1, \dots, \bar{b}_j^{m_j}$) が得られているとする。この場合も、線形内挿により任意の取水規模 w_j およびこの w_j に対する建設費 $h_j(w_j)$ は次のように表わされる。

$$w_j = \sum_{l=0}^{m_j} \xi_j^l \cdot \bar{w}_j^l \quad (3.3.6)$$

$$h_j(w_j) = \sum_{l=0}^{m_j} \xi_j^l \cdot \bar{b}_j^l \quad (3.3.7)$$

$$\sum_{l=0}^{m_j} \xi_j^l = 1, \xi_j^l \geq 0 \quad (3.3.8)$$

$$\begin{cases} \xi_j^0 \leq \zeta_j^0 \\ \xi_j^l \leq \zeta_j^{l-1} + \zeta_j^l \quad (l=1, 2, \dots, m_j-1) \\ \xi_j^{m_j} \leq \zeta_j^{m_j-1} \end{cases} \quad (3.3.9)$$

$$\begin{cases} \sum_{l=0}^{m_j-1} \zeta_l^j = 1 \\ \zeta_l^j \equiv 0 \pmod{1} \end{cases} \quad (l=0, 1, 2, \dots, m_j-1) \quad (3.3.10)$$

ここでも、とくに $\bar{w}_j^0=0, \bar{b}_j^0=0$ としておく。

iii) 貯水池容量-開発水量関数 $f_i(v_i, V_i)$ ；簡単のため $I_i=\{j\}$ 、すなわち貯水池 i の開発水量に影響を及ぼす他貯水池は j のみとすると、(3.2.1)式は、

$$q_i = f_i(v_i, v_j) \quad (3.3.11)$$

と2変数の関数となる。しかも、貯水池 i, j のいくつかの容量の組合せに対して q_i が得られているとする。

すなわち、 $v_i=(\bar{v}_i^0, \bar{v}_i^1, \dots, \bar{v}_i^{n_i})$, $v_j=(\bar{v}_j^0, \bar{v}_j^1, \dots, \bar{v}_j^{n_j})$ なる容量の各組合せに対する開発水量 \bar{q}_i^{kl} が表-3.3.1のように得られているとする。建設費の場合と同様に各容量・開発水量間を線形内挿することにより、任意の容量 v_i, v_j は前述の(3.3.1)～(3.3.5)式のように表わされ、この容量の組合せ v_i, v_j に対する開発水量 q_i は補助変数 λ_i^k, λ_j^l ((3.3.3)式参照)を用いて、

$$q_i = f_i(v_i, v_j) = \sum_{k=0}^{n_i} \sum_{l=0}^{n_j} \lambda_i^k \cdot \bar{q}_i^{kl} \cdot \lambda_j^l = \lambda_i \cdot \bar{q}_i \cdot \lambda_j \quad (3.3.12)$$

と表わされる(図-3.3.2)。

表-3.3.1 開発水量 $q_i=f(v_i, v_j)$

	\bar{v}_j^0	\bar{v}_j^1	$\bar{v}_j^{n_j}$
\bar{v}_i^0	\bar{q}_i^{00}	\bar{q}_i^{01}	$\bar{q}_i^{0n_j}$
\bar{v}_i^1	\bar{q}_i^{10}	\bar{q}_i^{11}	$\bar{q}_i^{1n_j}$
\vdots	\vdots	\vdots	\ddots	\vdots
$\bar{v}_i^{n_i}$	$\bar{q}_i^{n_i 0}$	$\bar{q}_i^{n_i 1}$	$\bar{q}_i^{n_i n_j}$

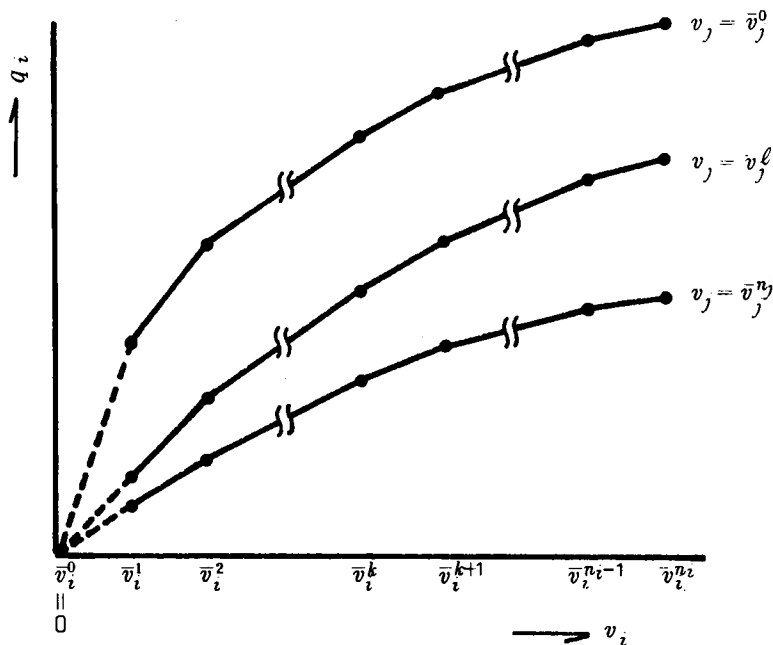


図-3.3.2 貯水池容量-開発水量関数 $f_i(v_i, v_j)$ の線形近似

(3.3.1 2) 式は 2 次形式 (一般的には $|I_i|+1$ 次形式) となっており、これをさらに線形化するため次のような仮定を設ける。すなわち、対象とする貯水池 i に影響を及ぼす貯水池 j の容量規模は離散的に設定されるものとし、

$$v_j = \bar{v}_j^l \text{ のとき, } q_i = \sum_{k=0}^{n_i} \lambda_i^k \cdot \bar{q}_i^k \quad (3.3.1 3)$$

と表わされるものとする。すると、 η_j^l なる 0-1 整数補助変数を導入することにより、(3.3.1 3) 式は、

$$\sum_{k=0}^{n_i} \lambda_i^k \cdot \bar{q}_i^k - (1 - \eta_j^l) \cdot O \leq q_i \leq \sum_{k=0}^{n_i} \lambda_i^k \cdot \bar{q}_i^k + (1 - \eta_j^l) \cdot O \quad (l=1, 2, \dots, n_j) \quad (3.3.1 4)$$

$$\begin{cases} \sum_{l=1}^{n_j} \eta_j^l = 1 \\ \eta_j^l = \begin{cases} 0 & (v_j \neq \bar{v}_j^l \text{ のとき}) \\ 1 & (v_j = \bar{v}_j^l \text{ のとき}) \end{cases} \end{cases} \quad (3.3.1 5)$$

と変形することができる。なお、 O は十分大きな値とする。

以上の非線形関数の線形近似により、第 1 節で定式化した施設規模・配置計画問題は、

$$\min \left(\sum_{i=1}^M \sum_{l=0}^{n_i} \lambda_i^l \cdot \bar{a}_i^l + \sum_{j=1}^N \sum_{l=0}^{m_j} \xi_j^l \cdot \bar{b}_j^l \right) \quad (3.3.1 6)$$

を評価関数とし、(3.2.1 2) ~ (3.2.1 7)、(3.3.1) ~ (3.3.5)、(3.3.6) ~ (3.3.1 0) 式および (3.3.1 4)、(3.3.1 5) 式を制約条件式とした線形混合整数計画問題に帰着できた。

(2) 小数法による解法

この線形混合整数計画問題は、実数変数を x 、整数変数を y と表わすことにより以下のように整理できる。

$$\min z = c \cdot x + d \cdot y \quad (3.3.1 7)$$

$$\begin{cases} Ax + By \leq b \\ x \geq 0 \\ y \geq 0 \\ y \equiv 0 \pmod{1} \end{cases} \quad (3.3.1 8)$$

ここでは、この問題の小数法 (fractional algorithm) による解法を簡単に説明する。^{4) 5)}

小数法は、切除平面法 (cutting plane method) と呼ばれるアルゴリズムの一種である。ここに、切除平面法とは、変数が整数であるという条件 ((3.3.1 8) 式の第 4 式) を一時はずして線形計画問題として解き、得られた最適解が整数条件を満たさないなら、そのような変数に関して許容領域内の整数格子点を保存し真の整数解を通るような拘束条件 (切除平面あるいはカットと呼ばれる) を追加し、再び線形計画問題として解くという操作を最適解が整数条件を満足するまで繰り返すという方法である。図-3.3.3 にこの切除平面法のアルゴリズムを示し、図-3.3.4 にカット (切除平面) の概念を示す。小数法では、このカットを以下のようにして生成する。

いま線形計画問題を双対シンプレックス法⁶⁾で解き、最終シンプレックス・タブロー

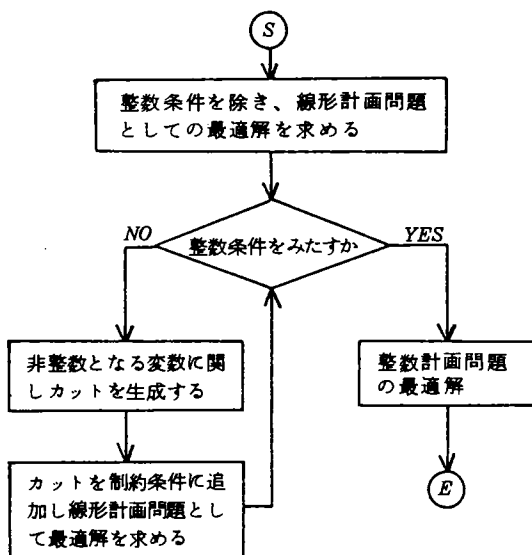
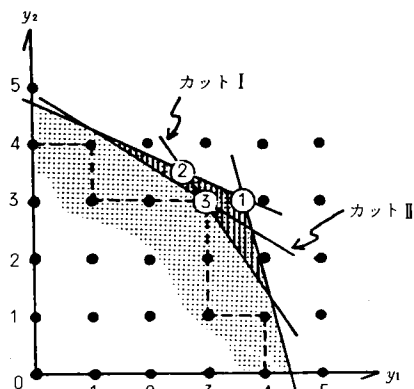


図- 3. 3. 3 切除平面法アルゴリズム



- ① 線形計画問題としての最適解
- ② カット I 追加後の最適解
- ③ カット I、II 追加後の最適解
= 整数計画問題の最適解

図- 3. 3. 4 カットの概念

$$\begin{bmatrix} z \\ x \\ y \end{bmatrix} = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot (-u_1) + \alpha_2 \cdot (-u_2) + \cdots + \alpha_n \cdot (-u_n) \quad (3.3.19)$$

が得られているとする。ここに、 $u = (u_1, u_2, \dots, u_n)$ は非基底変数ベクトルであり、最適解は $[z, x, y]^T = \alpha_0$ で与えられる。さて、この最適解のうち整数条件を満たさないものがあり、その行を簡単のため、

$$y = \alpha_0 + \sum_{j=1}^n \alpha_j \cdot (-u_j) \quad (3.3.20)$$

と書く。ここで $\{t\}$ を t を越えない最大の整数と定義すると、

$$\alpha_j = \{ \alpha_j \} + s_j \quad (j=0, 1, 2, \dots, n) \quad (3.3.21)$$

と表わされる。ここに $s_j (\geq 0)$ は α_j の小数部である。(3.3.20) 式は (3.3.21) 式を代入することにより、

$$-s_0 + \sum_{j=1}^n s_j \cdot u_j = \{ \alpha_0 \} + \sum_{j=1}^n \{ \alpha_j \} \cdot (-u_j) - y \quad (3.3.22)$$

と変形される。この式において、整数条件から y, u_j は非負の整数でなければならないから、右辺は非負の整数でなければならない。この結果、左辺も非負の整数でなければならず、次式の拘束条件、すなわちカットを得る。

$$\begin{cases} y' = -s_0 + \sum_{j=1}^n (-s_j) \cdot (-u_j) \\ y' : \text{非負整数} \end{cases} \quad (3.3.23)$$

こうして、整数条件を除き線形計画問題として解いた最終タブローにおいて整数条件を満たさない行から (3.3.23) 式で表わされるカットを生成した。このカットをタブローに追加して双対シンプレックス法に従って新しい最適解を求め、再び整数条件を満たすかどうかのチェックを行い、満足す

るまで上述のカットの生成、双対シンプレックス法による求解の手順を繰り返すのが小数法のアルゴリズムである。なお、このアルゴリズムが小数法と呼ばれるのは、(3.3.2.3)式の係数がすべて小数値をとるためである。

第4節 水資源開発施設の段階的建設計画モデルのDPによる定式化

ここでは、第3節で得られた計画目標年度における水資源開発施設規模・配置パターンを受けて、計画途中年度における開発必要量（新規需要量＋維持流量）の経年変化に応じて各施設をどの順序で建設するかという段階的建設計画⁷⁾の代替案を抽出するためのモデルを動的計画法（DP）により定式化する³⁾。

(1) モデル構成の条件

モデルは、建設費の最終年度（計画目標年度）価値の最小化を目的関数として、施設建設時期の最適政策決定モデルとして定式化する。なお、一般に取水施設建設は貯水池建設順序に依存することから、対象施設は貯水池に限定し、建設規模は（計画目標年度の最適規模・配置パターンとして）定められているとし、 M 個の貯水池を T 期内に建設する場合を考える。

(2) モデルの定式化

貯水池 i を t 期（ $t = 1, 2, \dots, T$ ）に建設するかどうかを x_{it} で示し、

$$x_{it} = \begin{cases} 1: \text{貯水池 } i \text{ を } t \text{ 期に建設する} \\ 0: \text{貯水池 } i \text{ を } t \text{ 期に建設しない} \end{cases} \quad (3.4.1)$$

とすると、当然次式が成立する。

$$\sum_{t=1}^T x_{it} = 1 \quad (i = 1, 2, \dots, M) \quad (3.4.2)$$

t 期までの貯水池建設パターン、すなわち t 期までに建設される貯水池の組合せは、これを \bar{x}_t で表現すると、 $\mathbf{x}_t = (x_{1t}, x_{2t}, \dots, x_{Mt})$ として、

$$\bar{\mathbf{x}}_t = \sum_{s=1}^t \mathbf{x}_s \quad (3.4.3)$$

で与えられる。

ここで貯水池を建設した場合の開発水量を設定するが、この場合第1節、第2節でも述べたように、ある貯水池の開発水量は他の貯水池の建設順序の影響を受ける。そこで、貯水池建設パターン \bar{x}_t のもとでの貯水池 i の（単独）開発水量を $q_i(\bar{x}_t)$ で表わす。もちろん、 t 期までに貯水池 i を建設しない（ $x_{it} = 0$ ）場合の $q_i(\bar{x}_t)$ は 0 である。

また、 t 期に $\mathbf{x}_t = (x_{1t}, x_{2t}, \dots, x_{Mt})$ で表わされる貯水池の建設を行った場合の建設費の最終年度価値を $g(\mathbf{x}_t)$ とすると、 $g(\mathbf{x}_t)$ は次式で与えられる。

$$g(\mathbf{x}_t) = (1+r)^{T-t} \cdot \mathbf{c} \cdot \mathbf{x}_t \quad (3.4.4)$$

ここに、 r は利率率であり、 $\mathbf{c} = (c_1, c_2, \dots, c_M)$ は各貯水池の建設費ベクトルである。

以上の準備のもとに、

$$J = \sum_{t=1}^T g(\mathbf{x}_t) \longrightarrow \min \quad (3.4.5)$$

とする $\hat{x}_t (t=1, 2, \dots, T)$ は、最適性の原理⁸⁾により次の関数方程式を（逐次）解くことにより得られる。

$$f_t(\hat{x}_t) = \min [g(x_t) + f_{t-1}(\hat{x}_t - x_t)] \quad (3.4.6)$$

$$\text{ただし } \sum_{i=1}^M q_i(\hat{x}_t) \geq d_t$$

$$f_T(\hat{x}_T) = f_T(1) \quad (3.4.7)$$

ここで、 $f_t(\hat{x}_t)$ は t 期までの総建設費を表わし、 d_t は t 期の開発必要量である。

第5節 結 言

計画的、先行的水資源開発の必要性、ならびに開発計画立案にあたってのスクリーニング・モデル、シークエンシャル・モデルの構成の必要性から、本章では、水資源開発施設として貯水池および取水施設を取りあげ、これらの規模・配置（施設の空間的な建設配分）ならびに段階的建設（施設の時間的な建設配分）計画のための代替案抽出モデルを最適化モデルとして構成した。

開発施設の規模・配置および段階的建設問題においては、施設を建設する・しないという ON-OFF の決定が重要な位置を占め、これらの問題は一種の組合せ問題と認識される。そこで、施設を建設する・しないを示す 0-1 整数変数を導入したモデルを提案した。

第2節では、いくつかの貯水池、取水施設候補地点と規模別の開発（または取水）可能量および建設費が与えられた場合、計画目標年度における必要量を開発し、経済的に有利な施設規模・配置代替案抽出のためのモデルを混合整数計画問題として定式化した。そして、第3節では、このモデルに含まれる非線形関数を区分的に線形化することにより線形混合整数計画問題に帰着させ、小数法による解法を示した。第4節では、第3節で得られた計画目標年度における水資源開発施設の規模・配置パターンを受けて、計画途中年度の開発必要量の経年変化に応じて各施設をどの順序で建設するのが経済的かという段階的建設計画問題を、建設時期の最適政策決定問題として動的計画法によるモデルの定式化を行った。こうして、本章では次の成果を得た。

施設の建設の有無を規定する 0-1 整数変数を導入することにより、第1節で述べた条件を考慮した開発施設の規模・配置および段階的建設計画の代替案抽出モデルを数理計画問題として定式化することができ、従来試行錯誤的に検討されることが多かった当問題に対するモデル分析が可能となった。

すなわち、開発必要量や他の入力データの変動が最適案にどのような影響を及ぼすかの感度分析より計画の柔軟性の検討を行うことができる。たとえば、開発必要量をパラメトリックに変化させた場合の最適案およびその建設費を算定することにより、開発コストからみた新規需要の適正範囲を求めることができる。また、混合整数計画問題として定式化された施設規模・配置計画問題の双対定理を利用して、双対変数の解釈と最適案の満足すべき条件の検討を行い、各貯水池の利水機能ならびに開発必要量などの計画目標の（達成によって得られる便益からみた）妥当性の分析を行うこともできる。⁹⁾

参 考 文 献

- 1) 池淵周一：水資源開発と渇水コントロール、水工学シリーズ 80-A-5、土木学会水理委員会、

1980

- 2) 池淵周一、八木高司、藤岡繁樹：広域利水計画の数理モデルに関する研究、土木学会第28回年次学術講演会講演概要集第2部、1973
- 3) 萩原良巳、中川芳一、渡辺晴彦：ダム建設計画に関する一考察、第2回土木計画学研究発表会講演集、1980
- 4) H. Greenberg : Integer Programming, Academic Press, 1971 (邦訳「整数計画法」、培風館)
- 5) 茨木俊秀：整数計画法(1)~(5)、オペレーションズ・リサーチ、Vol.15, №9~Vol.16, №1, 1970~1971
- 6) たとえば、松田正一、洲之内活男、杉山昌平：ORのための基礎数学2 - 線形代数と線形計画法 - 、丸善、1963
- 7) William S. Bucher, Yacov Y. Haimes, Warren A. Hall : Dynamic Programming for the Optimal Sequencing of Water Supply Projects, Water Resources Research, Vol. 5, №6, 1969
- 8) Bellman R. : Dynamic Programming, Princeton Univ. Press, Princeton, New Jersey, 1957
- 9) 森杉寿芳：公共投資の段階的地域配分モデルについて - 混合整数計画法の双対性とその応用を中心 - 、地域学研究第5巻、日本地域学会、1974

第4章 利水安全度評価に関する研究

第1節 緒 言

第1章でも述べたように、近年都市渇水が頻発し、福岡渇水で顕示されたように、その社会的、経済的影響には深刻なものがあり、水資源の安定供給ならびに水利調整などの渇水対策の必要性を示している。今後、水使用の合理化などに伴い、水資源の安定供給、渇水対策に対する要請はより強まるものと考えられる。

また、昭和30年代から40年代前半にかけての水需要の急増により多くの貯水池が建設され、河川の利用率が向上したことなどにより、新規水資源の開発条件は悪化し、統合操作といった高度な貯水池運用も必要となってこよう。

これらのことは、水資源開発計画の立案にあたって、運用計画までも包含した信頼度評価を組み入れた計画立案の重要性を示している。このため、本章では、水資源開発計画の信頼度評価、すなわち利水安全度評価に関する研究を行う。

ところで、現行の水資源開発計画は、当該河川における計画基準年を定め、計画基準年において所定の確保流量が確保できるよう計画立案することとし、安全度評価を計画基準年の設定において行っている。すなわち、計画基準年としては、既往の水文資料からできるだけ長期間（20～30年、やむを得ない場合でも最近10年）の資料を収集し、10ヶ年第1位相当の渇水年を採用することを原則とし、利水安全度評価を渇水年の順位をもとにした再現期間で行っている。この渇水年の順位を定める指標は、水資源開発手段の変化に伴い、渇水流量から貯水池必要利水容量へと変更され、現在慣行的には、資料期間の計画地点自然流況をもとに利水基準地点における確保流量に対する貯水池よりの補給運用計算、いわゆる利水計算を試行し、各年の必要補給容量（年最大必要渇水補給量）を求め、これをその年の必要利水容量としている。^{1) 2)}

以上の現在慣行的に用いられている利水安全度の評価法に対して、①流況の再現性、②必要補給容量の安全度指標としての妥当性、といった評価方法に係わる問題、さらには③安全度水準 $1/10$ （1/年）の妥当性といった問題が指摘されている。

①流況の再現性の問題は、対象とした期間が流況の母分布を再現する標本として妥当であるかどうかという問題、計画基準年として計画の流況を固定してしまうことに対する問題、さらには、この計画基準年を、流況自体の生起確率ではなく、貯水池の必要渇水補給量の生起確率をもとに設定することに対する問題であり、計画基準年の流況が所定の生起確率で再現されるためには、あらゆる渇水を対象として確率的に評価していくことが必要となる。^{3) 4) 5)} また、②必要補給容量の安全度指標としての妥当性の問題は、必要補給容量の大きさに基づく渇水年の順位で貯水池容量を決定すると、渇水の発生頻度は河川利用率にかかわらず一定となるが、渇水の規模や厳しさは利用率の上昇とともに相対的に大きくなり、計画を超過するような渇水時の被害、影響に対する考慮に欠けるという問題である。^{2) 6)} ③の問題は、計画基準年として10ヶ年第1位相当の渇水年をとること、すなわち利水安全度を $1/10$ （1/年）とすることの根拠は明確でなく、過去に計画された水資源開発計画が原則として10ヶ年第1位相当を基準

として策定されてきたこと、水利使用許可も10ヶ年第1位相当を基準として処分されているため既得の水利使用の安全度を尊重したことなどに基づく法制度運用上、慣習的に採用されてきた一基準にすぎないため生ずる問題である。

これらの問題に対して、南部⁵⁾は基準地点の必要渇水補給量とダム・河口堰地点の貯留可能量の2変量の確率分布の超過確率でもって利水安全度を評価することを提案しており、藤吉⁴⁾は利水計画の安全度を条件とした計画開発量の設定に当たり次の4種の考え方を提示している。①従来通りの基準渇水年方式、②確保流量を供給できる日数の割合を安全度指標として開発水量の期待値の最大化をはかる、③定められた渇水時の調整率の限界を超えないよう設定する、④各年の最低貯留量を指標としてその超過確率より設定する。

また、室田⁷⁾らは水文資料の標本の長さ、単位期間長の取り方、水文資料の持つ誤差が計画の信頼度に与える影響について検討しており、大内⁶⁾らは河川水の利用率の増加に伴う渇水形態の変化を考察し、上述の②の問題を実証している。その他、渇水被害発生モデルに基づく損失制御の考え方を適用した研究⁸⁾、維持用水の転用と需要側の節水ルールを定める数理モデルをグラフ理論の応用より構成した研究⁹⁾、マルコフ連鎖理論を応用して貯水池の取水機能の信頼性を評価した研究¹⁰⁾¹¹⁾などいくつかの研究がある。¹²⁾

しかし、これらの研究で対象としている利水安全度の内容は安全度評価の方法に依存して様々であり、利水安全度概念の統一的で、明確な規定もないように思われる。そこで、本章では、まず利水安全度のシステム論的考察から、貯水池による水資源開発を対象として利水安全度の概念の明確化をはかり、“計画安全度”、“管理安全度”の2種の利水安全度を提示する。そして、前述した現行の利水安全度評価法の問題点をふまえて、これらの安全度の評価方法を検討する。

このとき、③の安全度水準の問題は安全度評価方法に依存し、①、②の問題に対する検討から安全度評価方法を確立することが先決であり、②の安全度指標の問題に対しては渇水被害の計量化とも関連して種々の渇水評価指標が提示されている。⁶⁾しかし、いかなる指標を用いるとしても①の流況の再現性の問題に対する検討がまず重要と考えられることより、本章では、この問題に対する検討を中心とする。

この流況の再現性の問題は、利水安全度評価の考察の過程で明らかにするように、自然現象としての降水状況や流況の不確定性の評価の問題となり、これは、また、渇水の確率的評価の問題となる。

渇水の確率的評価に関しては、連の理論を応用したYevdjovich¹³⁾の研究、吉川、竹内の渇水持続曲線¹⁴⁾、確率的在庫モデルを用いて貯水量の確率分布をもとに渇水の頻度を捉えようとするMoran¹⁵⁾や長尾¹⁰⁾¹¹⁾の研究などがある。渇水持続曲線は、Yevdjovichの渇水の捉え方では相続く2つの渇水のスペルがあり、その間に標準レベル以上の降水の期間がはさまっているような場合には全体としての影響を捉えることがむずかしいとの立場から、渇水を移動平均降水量の年最小値として捉えたものである。しかし、各移動平均日数ごとの年最小値の生起確率をもとにしているため、発生時期による渇水の特徴が捨象されてしまうという問題がある。一方、長尾らの研究は、単一貯水池を対象としたものであり、前述したような複数の貯水池をもつ水資源開発システムの利水安全度評価を行う場合には拡張が必要である。

本章では、流量の確率統計的特性を抽出し、この特性をもとに利水安全度を評価するモデルを構成する。構成するモデルは、貯水池流入量の生起確率分布より作成される貯水状態の遷移確率行列を利用したモデル（以下、遷移確率行列モデルと呼ぶ）であるが、複数の貯水池をもつ水資源開発システムを対

象とした場合へと評価モデルを拡張し、貯水池漏水のみならず取水点漏水確率としても利水安全度の評価を試みた。

第2節 利水安全度のシステム論的考察

いま水の状態を量 Q 、質 C の2つの状態量で表わす。自然の状態での量、質を $\{QN, CN\}$ 、社会が要求する量、質を $\{QD, CD\}$ とすると、これらは時間 t 、空間 x の関数となり、

$$\begin{aligned}\{QN, CN\} &= \{QN(t, x), CN(t, x)\} \\ \{QD, CD\} &= \{QD(t, x), CD(t, x)\}\end{aligned}\quad (4.2.1)$$

と表わせる。

一般に、ある t, x において $\{QN, CN\} \neq \{QD, CD\}$ であり、水資源開発は $\{QN, CN\}$ を $\{QD, CD\}$ に近づけることと認識できる。水資源開発においては、 $\{QD, CD\}$ およびコストなどを勘案して開発の目標 $\{QT(t, x), CT(t, x)\}$ を定め、貯水池や取水、浄水、供給施設などにより $\{QN, CN\}$ を変換し、

$$A \cdot \{QN, CN\} = \{QR, CR\} \quad (4.2.2)$$

変換後の量、質 $\{QR, CR\}$ が $\{QT, CT\}$ を充足するよう、すなわち

$$QR(t, x) \geq QT(t, x), \quad CR(t, x) \leq CT(t, x) \quad (4.2.3)$$

となるよう計画・管理が行われる。

例えば、貯水池による河川水の開発では、目標として基準地点確保流量が定められ($QT(t, x^*)$)、貯水池により流量の時間的調節(平滑化)が行われ $QN(t, x^*)$ が $QR(t, x^*)$ に変換される。また、浄水処理では、目標とする水質の基準が定められ($CT(t, x), {}^Vt, {}^Vx$)、沈殿、ろ過などにより $CN(t, x^*)$ が $CR(t, x^*)$ に変換される。

$QT(t, x), CT(t, x)$ は計画・管理の目標値として確定的に定められるのに対し、 $QN(t, x), CN(t, x)$ は自然の状態であるため不確実性が強く、 (t, x) による変動も大きい。

このため、ある水資源開発システムのもとでは (t, x) の全てにわたって(4.2.3)式を充すことはできない。この(4.2.3)式の充足の可能性、すなわち水資源開発システムの目標達成の可能性を表わすものを利水安全度と考えることができる。

すると、利水安全度を規定する要因は、

- ① 自然の水の存在状態 $\{QN, CN\}$
- ② 開発の目標値 $\{QT, CT\}$
- ③ 開発のための変換機構 A 、すなわち水資源開発システム

となる。しかも、前述したように $\{QN, CN\}$ は不確実性が強いので、利水安全度を評価するには、自然の水の存在状態の不確実性を、対象とする開発システムのもとで、開発の目標値を基準として、いかに評価するかが問題となる。

第1章でも述べたように、水資源開発システムは開発、取水、浄水、供給といったいくつかのサブシステムから構成され、各サブシステムで目標が設定され自然または他サブシステムからの入力为目标に近づけるよう変換がなされる。

このように考えると、利水安全度とは最終の目標 $\{QT^*, CT^*\}$ を充すよう $\{QN, CN\}$ を変換できる可能性を表わすものと認識でき、各サブシステムでの入力（出力）目標への変換の可能性として各サブシステムの利水安全度が定義できる。そして、これらの各サブシステムの利水安全度が重ね合さって全体システムの利水安全度を構成しているといえる。

以上、利水安全度を大きく水資源開発システムの目標達成の可能性としてとらえたが、現在のところ水資源の開発は貯水池の建設によることが多く、本論文でも、第1章で述べた理由で、貯水池による時間的流況調整を水資源開発の直接的手段と考えることより、第3節では、とくに貯水池による水資源開発を対象として利水安全度を具体的に考察していく。

第3節 貯水池による水資源開発の利水安全度評価

(1) 利水安全度の規定

貯水池による水資源開発は流況の平滑化により常時利用可能な流量を増すことであり、常時利用可能な流量を確保流量（既得利水量＋維持用水量＋新規開発水量）として平滑化に必要な貯水池容量（規模・配置）が定められる。

ところで、貯水池による河川水の開発においては、水質は突発的な水質事故の場合を除き流量に依存する場合が多く、水質浄化もその目的のひとつとする維持流量を目標値 QT に見込むこと、浄水処理の水質変動への対応性もかなり大きいことより、流量にくらべて問題となることは少く、流量が第1義的に重要となる。このため、以下では状態量を流量に限って考察を進める。

貯水池による水資源開発の利水安全度（以下、単に利水安全度と呼ぶ）とは、第2節の考察から、流況平滑化の可能性を後述するような指標で計測したものといえ、これを規定する要因は、

- ① 自然状態での流況（基準地点およびダム地点自然流量）
- ② 平滑の目標とする流量状態
- ③ 貯水池システム（貯水池規模・配置、操作）、となる。

平滑の目標とする流量状態としては、まず確保流量があげられる。しかし、開発の終極の目的が社会の需要する水量を供給することであり、需要（河川維持流量も含める）には弾力性があることを考慮すると、水の不足による被害がでない、もしくは許容限度以下であるということなら開発の目的を達成したということもできる。このような流量状態を仮に許容流量と呼ぶこととすると、この許容流量を平滑の目標とする流量状態として設定することもできる。また、貯水池システム、とくに貯水池操作ルールに関しても、自然流量が確保流量を割った場合、貯水量のあるうちは貯水量が空となるまで必要量（確保流量－自然流量）を補給するいわゆる計画運用ルール、貯水量があっても将来の不足を見越して必要量を全て補給することはしない節水運用ルール、の2つに大別される。

そこで、利水安全度の評価に際して、平滑の目標とする流量状態、貯水池操作ルールをどのようなものとして設定するかが問題となる。ここで、利水安全度評価の場面として次の2つを考える。すなわち、水資源開発計画の作成、検討の場合と開発施設の管理、運用の場合である。そして各々の場合に対応する利水安全度を

- ① 計画安全度

② 管理安全度

と呼ぶことにする。¹²⁾

平滑の目標とする流量状態は、計画安全度では確保流量、管理安全度では許容流量とし、貯水池操作ルールは計画安全度で計画運用ルール、管理安全度で節水運用ルールとする（表－ 4. 3. 1 ）。

表－ 4. 3. 1 安全度を規定する要因

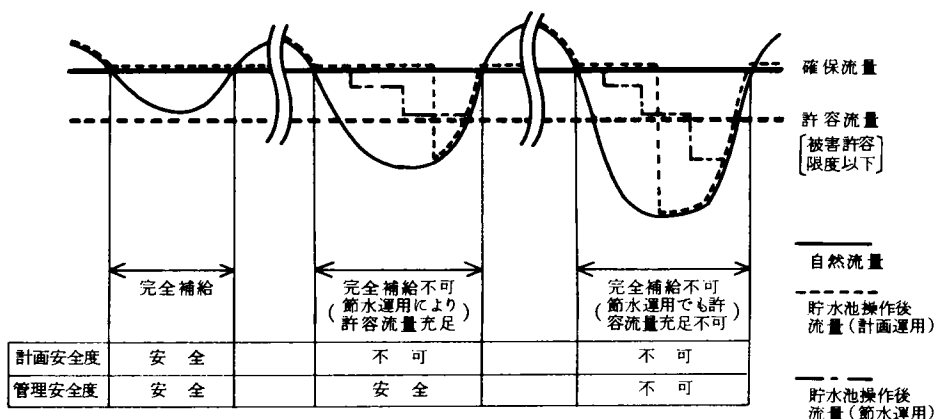
	自然状態 での流量	平滑の目標とする 流 量 状 態	貯水池システム の 操 作 ルール
計画安全度	自然流量	確保流量 (水不足が 0)	計画運用ルール
管理安全度	自然流量	許容流量 (水不足の被害が 0 または許容限度以下)	節水運用ルール

(2) 計画安全度、管理安全度の定義

表－ 4.3.1 より計画安全度、管理安全度は以下のように定義することができる。

- ① 計画安全度：計画上設定された開発施設規模、開発水量（確保流量）のもとで計画通りの利水が可能となる確からしき、すなわち自然流量が確保流量を割った状態において貯水池からの補給が可能となる確からしき。
- ② 管理安全度：計画通りの利水が可能でない状態において、開発施設の運用や節水などによって許容流量を充足する、すなわち水の不足による被害が許容限度以下にできる確からしき。

自然流量が確保流量以下となった場合、まず貯水池からの補給が行われ、確保流量は充足される。しかし、このような状況が長期化し貯水量が減少すると補給を完全に行うことはできなくなる。このような状況が予想される場合は、維持流量の利水への転用や利水の弾力性を期待した節水運用などにより被害の発生を抑制、最小化することがはかれる。この貯水池の運用と流況との関係を模式的に示し、上述の2つの安全度の概念を説明したものが図－ 4.3.1 である。当然のことながら（節水運用を行うという



図－ 4. 3. 1 貯水池運用と流況との模式図

前提のもとで)管理安全度は計画安全度より高くなる。

ところで、計画段階でも節水運用を考慮して計画の安全度を評価すべきとの指摘もあるが¹⁶⁾、節水運用ルール、さらには渇水時の水利調整(節水の利水用途間配分)のルールが確立されていない現状では両者を区別して取り扱った方が概念が明確化されと考え、上の2つの安全度を提示した。

管理安全度は貯水池の節水運用や水利調整の方法の検討基準として、計画安全度は開発施設や開発可能量の設定基準として使用できる。なお、同じ(計画)安全度水準で貯水池規模を設定しても河川の利用率が増加するに従い同一渇水時における節水率(不足~~日~~¹⁷⁾)は増加するので、開発施設規模や開発可能量の設定においては計画安全度と管理安全度の両者を基準として用いることも必要となろう⁹⁾。

以上、貯水池による水資源開発を対象として、利水安全度を規定する要因のうち②の平滑の目標とする流量状態、③の貯水池システム(とくに操作ルール)により、利水安全度を計画安全度、管理安全度の2つに分け概念の明確化をはかった。こうして、これらの安全度の評価問題は、残りの規定要因①の自然状態での流況の不確定性を、対象とする貯水池システムのもとでいかに評価するかという問題となる。

(3) 利水安全度の評価と渇水の評価

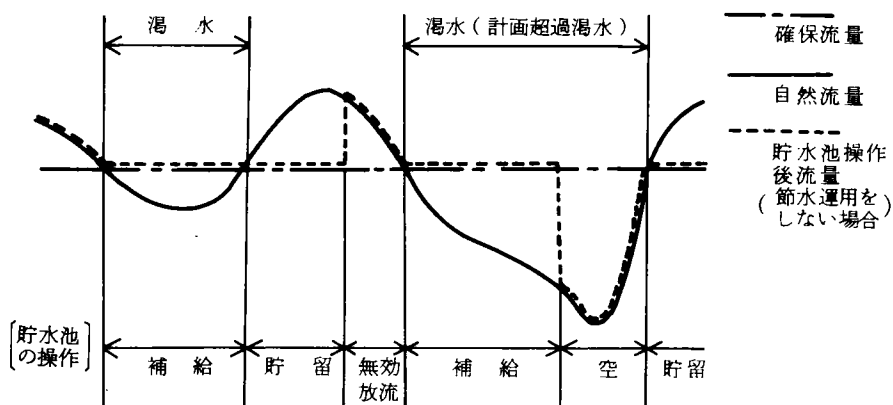
利水安全度の評価について考察するに先だち、渇水の評価について検討する。これは、前述したように、利水安全度の評価問題は自然状態での流況の不確定性の評価問題となり、この問題は、後述するような渇水の定義を行えば渇水の評価に外ならないからである。

通常、渇水とは「降雨のないため水の涸れること」とされており¹⁸⁾、渇水現象を自然現象と捉えているようである。確かに渇水は自然現象の不確定性に起因するが、利水安全度の評価、さらに広く水工学の対象として渇水をみるならば水利用形態との対応において自然現象を捉える必要がある。すなわち、降水に起因する河川の自然流量と水利用水準により設定される確保流量との対応のもとで渇水を捉え、その大きさを計量する必要がある。

このような観点から、渇水を「降水が少ないため河川の自然流量が各時期の確保流量を下まわる現象」と定義する。これは直接的には自然的原因によって生ずるが、確保流量の設定を通して水需要量およびその時間的、空間的偏差といった社会的原因も関係してくる。

前述したように、渇水が生ずると、すなわち自然流量が確保流量を割ると貯水池からの補給が行われるが、渇水が長期化すると貯水量が底をつき十分な補給ができなくなる。このような渇水を“計画超過渇水”と規定する。以上の渇水および計画超過渇水を貯水池操作との対応のもとで模式的に表わした図が図-4.3.2である。

以上の渇水および計画超過渇水の定義により、利水安全度の評価とは、ある基準のもとでの渇水または渇水被害の生起確率の評価といえる。すなわち、計画安全度は(1-渇水に占める計画超過渇水の割合)、管理安全度は(1-渇水に占める被害無(または許容限度以下)の渇水の割合)として評価できる。



図－ 4. 3. 2 渇水および計画超過渇水

(4) 利水安全度の評価の方法

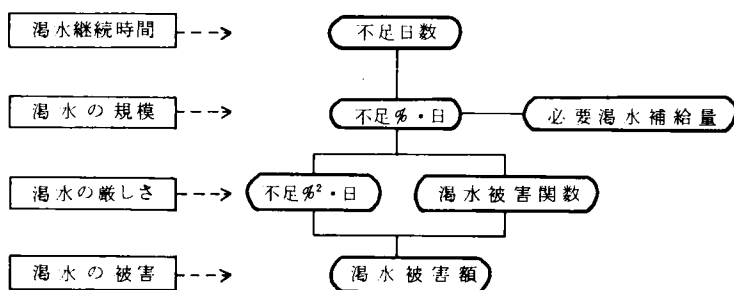
(2)、(3)で考察したように、利水安全度の評価は渇水の評価に外ならず、自然流況の不確定性の（対象貯水池システムでの）評価といえる。利水安全度の評価の方法を考察していくに際し、この不確定性を何を変量（指標）として、いかに計測していくかが問題となり、これらにより評価方法が決定されるといっても過言ではない。

まず、自然現象の不確定性の取り扱いには確率統計的方法が有力で、現在のところこれに匹敵する方法は見出し難い。

つぎに、評価に用いる変量（指標）には種々のものが考えられるが、大別すると、

㉑ 自然流況、さらにはこれが降水に起因することより降水状況を表わす指標

㉒ 降水状況や自然流況を貯水池システム（操作ルール、確保流量など）のもとで変換した指標になろう。現行の利水安全度評価で用いられる必要渇水補給量は㉒の指標であるが、これに対し、第1節で述べた計画超過渇水時の被害に対する考慮ができないという問題が指摘され、種々の渇水評価指標が提案されている。⁶⁾¹⁹⁾それらの代表的なものを図－ 4. 3. 3 にまとめる。

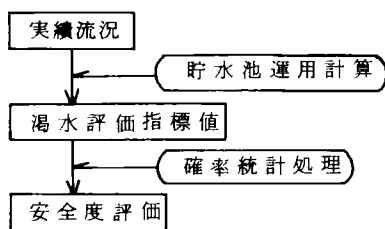


図－ 4. 3. 3 渇水評価指標

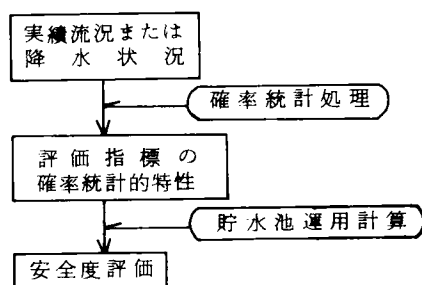
しかし、いずれの渇水評価指標を用いるにしても、利水安全度評価手順が、図－ 4. 3. 4 に示すように、実績流況を用いた利水計算により渇水評価指標の（各年または各渇水の）値を算定し、その確率

統計的処理により安全度評価を行うという手順である限り、第1節で述べた計画基準年の流況はわかるが流況自体の生起確率は判明しないといった流況の再現性の問題は残る。

このため、ここでは、前記④の降水状況、自然流況を表わす指標で利水安全度を評価する方法として、図－4.3.5の手順での評価方法を提示する。すなわち、実績の降水状況や流況の確率統計的特性を抽出し、この特性をもとに利水安全度を評価する方法である。



図－4.3.4 現行の利水安全度評価手順



図－4.3.5 流況の再現性を目指す利水安全度評価手順

次節でこのような評価方法として、流況の生起確率をもとにした遷移確率行列による評価モデルを構成する。

第4節 利水安全度評価モデルの構成

(1) モデル構成の目的

前述したように、現在慣行的に用いられている利水安全度（計画安全度）評価法には流況の再現性の問題があり、この問題に対しては、降水状況や流況よりその確率統計的特性を抽出し、この特性をもとに利水安全度を評価する方法が有効である。このため、本節では、このような方法による利水安全度評価モデルを構成する。構成するモデルは、貯水池流入量の生起確率分布をもとに作成される貯水状態の遷移確率行列により安全度評価を行うものであり、その基本となる考え方は以下のとおりである。

この評価法では安全度の基準として確保流量を充足するに必要な貯水池の目標放流量をとる。そして、貯水池の貯水状態、流入量により必ず目標放流量を放流できるとは限らないから、安全度を目標放流量を放流できない確率、すなわち（計画超過）渇水確率でもって評価する。

このような利水安全度の考え方は従来単一貯水池を対象として考察されてきたものであり、その概要を(2)で述べる。ついで、(3)では、この評価法を複数の貯水池をもつ水資源開発システムを対象とした場合へ拡張したときの評価モデルを定式化する。

なお、本節では、計画安全度の評価を対象としてモデル構成を行うが、管理安全度の評価の場合にも、以下に述べる変更により同様の手順で評価が行える。すなわち、遷移確率行列の作成において、確保流量の代わりに許容流量（第3節(1)参照）を用い、また操作ルールとして計画運用ルールの代わりに節水運用ルールを用いればよい。

(2) 遷移確率行列による評価モデルの考え方

複数の貯水池をもつ水資源開発システムを対象とした遷移確率行列による評価モデルを定式化するに先立ち、単一貯水池を対象として、この評価法の基本的考え方を概説する。

基本的考え方は、確率的な変動をする流入量を入力とする貯水量変化を1年をサイクルとして同じ状態を繰り返す確率的な在庫問題としてとらえ、マルコフ連鎖に関する理論を利用して貯水量の状態確率を求めることにより補給水量系列の信頼性を評価しようとするものである。この評価法は、経年的な貯水量状態の遷移確率を考察したMoranの研究に始まり、Prabhuなどによって理論的な体系化がはかられた。¹¹⁾¹⁵⁾ また、長尾は、我が国のように流入量の確率分布に季節的な相違があり、さらに貯水池の操作規則が季節的に変わる場合の貯水池の定常確率分布の推定の方法や、時間の経過と渇水確率の関係について研究している。¹⁰⁾¹¹⁾

具体的には、基準地点確保流量に対応して貯水池の目標放流量を設定し、この目標放流量、貯水池容量および貯水池流入量の生起確率をもとにして貯水池貯水量の遷移確率行列を作成する。そして、この遷移確率行列により任意時点での貯水量の分布確率を算定し、これより目標放流量を放流できない確率、すなわち（計画超過）渇水確率を求め安全度評価を行うものである。

こうして、この評価モデルでは、

- ① 遷移確率行列の作成
- ② 貯水状態の定常確率分布の算定
- ③ 利水安全度（渇水確率）の評価

といった手順をとることになる。以下、各項目について概説する。

① 遷移確率行列の作成

ある時点の任意の貯水量状態から次の時点の任意の貯水量状態へ遷移する確率を行列表示したものを遷移確率行列と呼ぶ。いま各单位期間 n の流入量を Q_n^i とし、 Q_1^i, Q_2^i, \dots が互いに独立で、かつ次式で示す同一の分布に従うように季節分割が行われ、単位期間が選定されたとする。

$$P_r\{Q_n^i = j\} = g_j \quad (j = 0, 1, 2, \dots) \quad (4.4.1)$$

一方、各期首の貯水量 S_n の推移を表わす貯水量方程式は、貯水池容量を k 、目標放流量を m として、流入量 Q_n^i が予測不能な場合と予測可能な場合の各々について以下のように表わせる。¹⁰⁾

i) 予測不能の場合^{注1)}

$$S_{n+1} = \min(k, S_n + Q_n^i) - \min(m, S_n + Q_n^i), \quad 0 \leq S_n \leq k - m \quad (4.4.2)$$

ii) 予測可能な場合^{注2)}

$$S_{n+1} = \min\{k, S_n + Q_n^i - \min(m, S_n + Q_n^i)\}, \quad 0 \leq S_n \leq k \quad (4.4.3)$$

(4.4.1)式の流入量の確率分布および(4.4.2)式または(4.4.3)式の貯水量方程式より遷移確率行列式 P を作成することができ、貯水量方程式として(4.4.3)式を用いた場合、 P は表一4.4.

注1) いわゆるMoran's modelで、($n, n+1$)期間内で完全に流入水を貯留した後、期末に瞬間的に放流する場合。

注2) 流入量予測を平行し、期間内の流入量変動を考えながら放流を行い、貯水池容量を最大限利用する場合。

1 に示す行列となる。なお、(4.4.2) 式を用いた場合の遷移確率行列についても貯水量範囲の上限を $k-m$ と変えることにより表- 4.4.1 と同様に作成することができる。¹¹⁾

表- 4.4.1 遷移確率行列(予測可能な場合)

		期 末 の 貯 水 量 状 態								
→		0	1	2	・	$k-m-1$	$k-m$	・	$k-1$	k
期首の貯水量状態	0	G_m	g_{m+1}	g_{m+2}	・	g_{k-1}	g_k	・	g_{m+k-1}	h_{m+k}
	1	G_{m-1}	g_m	g_{m+1}	・	g_{k-2}	g_{k-1}	・	g_{m+k-2}	h_{m+k-1}
	・	・	・	・	・	・	・	・	・	・
	m	G_0	g_1	g_2	・	g_{k-m-1}	g_{k-m}	・	g_{k-1}	h_k
	$m+1$	0	g_0	g_1	・	g_{k-m-2}	g_{k-m-1}	・	g_{k-2}	h_{k-1}
	・	・	・	・	・	・	・	・	・	・
	k	0	0	0	・	0	g_0	・	g_{m-1}	h_m

ここに $G_i = \sum_{j=0}^i g_j$, $h_i = \sum_{j=i}^{\infty} g_j$, ただし $g_j = P_r\{Q_n^1 = j\}$

② 貯水状態の定常確率分布の算定

①で作成した遷移確率行列により、任意時点における貯水量の(定常)確率分布は以下のようにして求められる。第 n 期首の貯水量 S_n とその期の流入量 Q_n^1 とは独立であるから、(4.4.2) 式または(4.4.3) 式より S_{n+1} は S_n のみに依存し($n-1$)期以前の履歴によらない。また、貯水量状態は有限で、 S_n から S_{n+1} への移行は時間的に定常な確率変数 Q_n^1 のみが関係するから貯水量系列 $\{S_n\}$ は有限で単純なマルコフ連鎖を構成する。

こうして、年間の任意の季節 s ($s = \text{I}, \text{II}, \dots, L$) の任意時点 n ($n = 1, 2, \dots, n_s$) での貯水量の状態確率ベクトル $\mathbf{p}_{s,n}$ は、I 季の初期状態確率ベクトル $\mathbf{p}_{1,0}$ および各季の遷移確率行列 \mathbf{P}_t ($t = \text{I}, \text{II}, \dots, L$) により、

$$\mathbf{p}_{s,n} = \mathbf{p}_{1,0} \cdot \mathbf{P}_1^{n_1} \cdot \mathbf{P}_{\text{II}}^{n_{\text{II}}} \cdot \dots \cdot \mathbf{P}_s^{n_s} \quad (s = \text{I}, \text{II}, \dots, L), (n = 1, 2, \dots, n_s) \quad (4.4.4)$$

と表わされる。¹⁰⁾¹¹⁾

上式より、 s 季の始めを出発点とした1年間を1つのサイクルとした場合、 N 年後の貯水量状態確率ベクトルは次式となる。

$$\mathbf{p}_s^{(N)} = \mathbf{p}_{s,0} \cdot \{\mathbf{P}_{(s)}\}^N, (\mathbf{P}_{(s)} \equiv \mathbf{P}_s^{n_s} \cdot \mathbf{P}_{s+1}^{n_{s+1}} \cdot \dots \cdot \mathbf{P}_L^{n_L} \cdot \mathbf{P}_1^{n_1} \cdot \dots \cdot \mathbf{P}_{s-1}^{n_{s-1}}) \quad (4.4.5)$$

ところで、正則なマルコフ過程 $\mathbf{p}_s^{(N)} = \mathbf{p}_{s,0} \cdot \{\mathbf{P}_{(s)}\}^N$ では $N \rightarrow \infty$ のとき $\mathbf{p}_s^{(N)}$ は $\mathbf{p}_{s,0}$ に無関係にある確定した極限ベクトル $\mathbf{w}_{(s)}$ に収束し、 $\mathbf{w}_{(s)}$ は、

$$\mathbf{w}_{(s)} = \mathbf{w}_{(s)} \cdot \mathbf{P}_{(s)} \quad (4.4.6)$$

を満たす行ベクトルとして与えられる。この s 季の初期での貯水量状態の定常確率分布ベクトルをもとに、 s 季内の任意時点 n での定常確率分布ベクトル $\mathbf{w}(s, n)$ は次式で求められる。¹⁰⁾¹¹⁾

$$\mathbf{w}(s, n) = \mathbf{w}_{(s)} \cdot \mathbf{P}_s^n \quad (n = 1, 2, \dots, n_s) \quad (4.4.7)$$

③ 利水安全度(渇水確率) の評価

前述したように、安全度の基準として目標放流量をとり、この目標放流量を放流できない確率、すなわち渇水確率をもって利水安全度を評価する。渇水確率は②で求めた貯水量の定常確率分布ベ

クトル $w(s, n) = [w_0(s, n), w_1(s, n), w_2(s, n), \dots, w_k(s, n)]^T$ より以下のように求められる。¹¹⁾

$$\gamma_n \equiv Pr\{S_n < m\} = \sum_{j=0}^{m-1} w_j(s, n) \quad (4.4.8)$$

γ_n : n 期の渇水確率

すなわち、流入量 Q_n^i はあくまで確率変数であるからその流入量は期待しないという考えのもとで、 n 期の渇水確率 γ_n を n 期首の貯水量 S_n が目標放流量 m に満たない確率として求めるわけである。

(3) 貯水池群を対象とした場合への評価モデルの拡張

(2)では単一貯水池を対象として遷移確率行列による(計画)安全度の評価法の基本的考え方を概説した。ここでは、この評価法を複数個の貯水池をもつ利水システムに適用する場合へ拡張したときの評価モデルの定式化と評価手順について述べる。²¹⁾

複数の貯水池をもつ利水システムを対象として安全度評価を行う場合、貯水池ならびに取水地点の位置関係が重要となる。ここでは、図-4.4.1に示すような利水システムに即して評価モデルを定式化する。この利水システムは並列、直列の位置関係にある貯水池を含み、かなり一般性を有していると言えよう。

単一貯水池の貯水状態の遷移確率行列は季節毎にランダム化された貯水池流入量の生起確率を用いて作成することができる。この手法を複数の貯水池を対象として拡張する場合には、各貯水池貯水状態の相互関連を考慮して貯水池流入量の生起確率を設定する必要がある。すなわち、下流貯水池流入量分布は上流貯水池群の放流量分布に依存し、さらに上流貯水池群の放流量分布はその貯水状態に規定されることを考えれば、

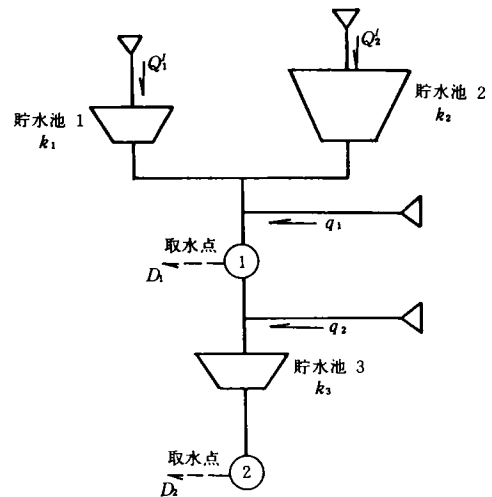


図-4.4.1 水資源開発システム

ば、上下流の貯水池の貯水状態遷移確率は独立には作成できない。図-4.4.1の利水システムを対象とした貯水池群貯水状態の遷移確率行列の作成手順を図-4.4.2に示し、以下各項目について説明する。

- ① 各貯水池の有効貯水容量 k_1, k_2, k_3 は計画上定められたものとして設定する。
- ② 各貯水池の目標放流量 m_1, m_2, m_3 は次のように設定する。下流貯水池の目標放流量 m_3 は直下の取水点2の計画取水水量 D_2 とする。上流貯水池群の各目標放流量 m_1, m_2 は上流側取水点1ならびに下流側取水点2の両取水水量 D_1, D_2 を満たすべく種々の放流量(の組合せ)として設定する。そして、これらの目標放流量(の組合せ)のうち、後述する安全度を最大とするものを最適目標放流量とする。
- ③ 貯水池流入量系列が定常とみなせるように1年を幾つかの季節に分割し、さらに各季節内において各单位期間の流入量が互いに独立とみなせるような単位期間長を選定する。そして、単位期間内

流入量の生起確率分布を季節毎に推定する。

- ④ 上流貯水池群貯水状態の遷移確率行列 P_{1+2} を各貯水池流入量の生起確率 g_1, g_2 を用いて季節毎に作成する。このとき、並列の位置関係にある貯水池 1、2 の貯水状態は相互に独立であるとする。両貯水池の貯水状態の全ての組合せを考慮した 2 貯水池貯水状態の遷移確率行列を表 4.4.2 に示す。なお、この遷移確率行列は、貯水池容量を最大限利用しようとする立場にたち、貯水状態の存在範囲を有効貯水容量まで考慮した予測放流方式（(4.4.3) 式）にもとづくものである。
- ⑤ 上流貯水池群の貯水状態毎に、各貯水池流入量の生起確率 g_1, g_2 および②で設定した目標放流量 m_1, m_2 を用いて実放流量の生起確率 h_1, h_2 を算定する。このとき、貯水池の放流ルールは線形決定ルールによるものとする。線形決定ルールとは、目標放流量を放流するとしたときの仮想の貯水量 θ_n

$$\theta_n = S_n + Q_n^i - m \quad (4.4.9)$$

S_n : 第 n 期首の貯水量、

Q_n^i : 第 n 期の流入量、

m : 目標放流量

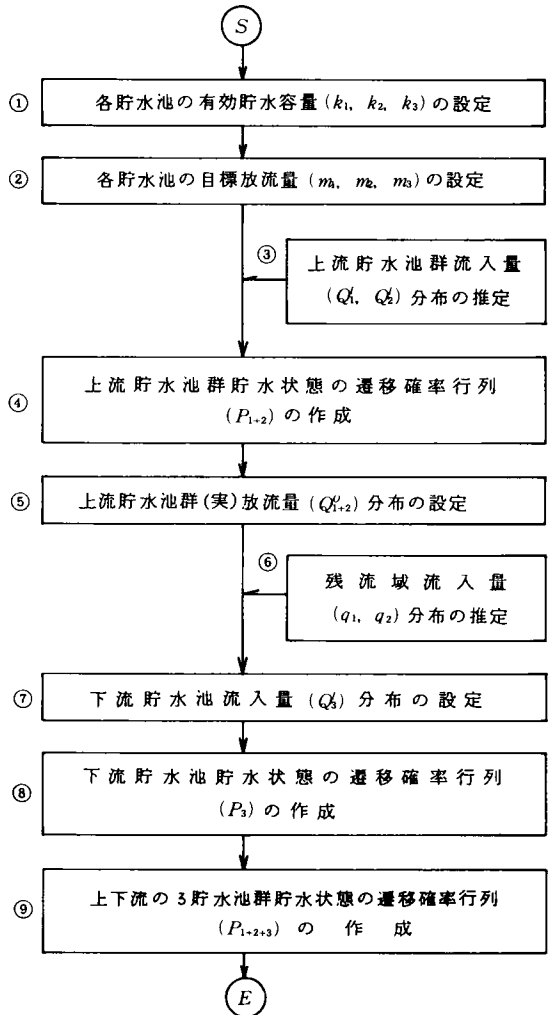
により実放流量 Q_n^o を次のように定めるものである。

$$Q_n^o = \begin{cases} m & , 0 \leq \theta_n \leq k \text{ のとき} \\ Q_n^i & , \theta_n \leq 0 \\ m + (\theta_n - k) & , \theta_n \geq k \end{cases} \quad (4.4.10)$$

k : 有効貯水容量

すなわち、目標放流量を放流すると仮定したとき、貯水池が空になって目標放流ができない場合は放流量 = 流入量とし、同様の仮定のもとで満水となるときはオーバーフローする量を無効放流量として放流量 = 目標放流量 + 無効放流量とするものであり、それ以外の場合は放流量 = 目標放流量とするものである。

この放流ルールによると、 $S_n = \alpha$ として、実放流量の生起確率 h は次式で算定できる（図一



図一 4.4.2 貯水池群貯水状態の遷移確率行列作成手順

4.4.3 参照)。

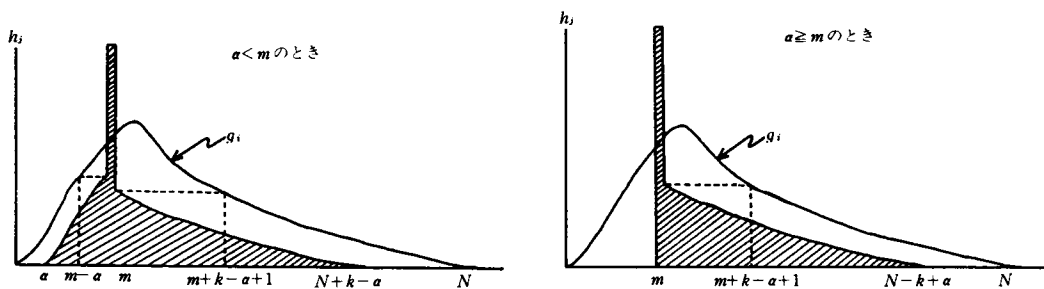
表－4.4.2 2貯水池貯水状態遷移確率行列 P_{1+2}

→		0	1	2	•	$k_1 - m_1$	•	$k_1 - 1$	k_1
		$0 \cdot k_2 - m_2 \cdot k_2$	$0 \cdot k_2 - m_2 \cdot k_2$	$0 \cdot k_2 - m_2 \cdot k_2$	•	$0 \cdot k_2 - m_2 \cdot k_2$	•	$0 \cdot k_2 - m_2 \cdot k_2$	$0 \cdot k_2 - m_2 \cdot k_2$
0	$0 \cdot m_2 \cdot k_2$	$G_{m_1} \times P_2$	$g_{m_1+1} \times P_2$	$g_{m_1+2} \times P_2$	•	$g_{k_1} \times P_2$		$g_{m_1+k_1-1} \times P_2$	$h_{m_1+k_1} \times P_2$
1	$0 \cdot m_2 \cdot k_2$	$G_{m_1-1} \times P_2$	$g_{m_1} \times P_2$	$g_{m_1+1} \times P_2$	•	$g_{k_1-1} \times P_2$		$g_{m_1+k_1-2} \times P_2$	$h_{m_1+k_1-1} \times P_2$
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
m_1	$0 \cdot m_2 \cdot k_2$	$G_0 \times P_2$	$g_1 \times P_2$	$g_2 \times P_2$	•	$g_{k_1-m_1} \times P_2$		$g_{k_1-1} \times P_2$	$h_{k_1} \times P_2$
m_1+1	$0 \cdot m_2 \cdot k_2$	0	$g_0 \times P_2$	$g_1 \times P_2$	•	$g_{k_1-m_1-1} \times P_2$		$g_{k_1-2} \times P_2$	$h_{k_1-1} \times P_2$
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
k_1	$0 \cdot m_2 \cdot k_2$	0	0	0	•	$g_0 \times P_2$		$g_{m_1-1} \times P_2$	$h_{m_1} \times P_2$

ここに $G_j = \sum_{i=0}^j g_i$, $h_j = \sum_{i=j}^{\infty} g_i$

ただし g_i : 貯水池 1 への流入量が i となる確率 $Pr\{Q_i=i\}$

P_2 : 貯水池 2 の貯水状態遷移確率行列



図－4.4.3 実放流量の生起確率分布

i) $0 \leq a < m$ のとき

$$h_j = \begin{cases} 0 & , (0 \leq j \leq a-1) \\ g_{j-a} & , (a \leq j \leq m-1) \\ \sum_{i=m-a}^{m+k-a} g_i & , (j=m) \\ g_{j+k-a} & , (m+1 \leq j \leq N-k+a) \\ 0 & , (N-k+a+1 \leq j) \end{cases} \quad (4.4.11)$$

ii) $m \leq a \leq k$ のとき

$$h_j = \begin{cases} 0 & , (0 \leq j \leq m-1) \\ \sum_{i=0}^{m+k-a} g_i & , (j=m) \\ g_{i+k-a} & , (m+1 \leq j \leq N-k+a) \\ 0 & , (N-k+a+1 \leq j) \end{cases} \quad (4.4.12)$$

これらの式によって算定される貯水状態毎の実放流量生起確率 h を表 4.4.3 にまとめる。

表 4.4.3 貯水状態毎の実放流量生起確率

		放 流 量 の 確 率 $h_j(a)$														
		0	1	2	\cdots	$m-1$	m	$m+1$	\cdots	$N-k-1$	$N-k$	$N-k+1$	\cdots	$N-k+m$	$N-1$	N
貯 水 状 態 a	0	g_0	g_1	g_2	\cdots	g_{m-1}	$\sum_{i=m}^{m+k} g_i$	g_{m+k+1}	\cdots	g_{N-1}	g_N	0	\cdots	0	0	0
	1	0	g_0	g_1	\cdots	g_{m-2}	$\sum_{i=m-1}^{m+k-1} g_i$	g_{m+k}	\cdots	g_{N-2}	g_{N-1}	g_N	\cdots	0	0	0
	2	0	0	g_0	\cdots	g_{m-3}	$\sum_{i=m-2}^{m+k-2} g_i$	g_{m+k-1}	\cdots	g_{N-3}	g_{N-2}	g_{N-1}	\cdots	0	0	0
	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots
	$m-1$	0	0	0	\cdots	g_0	$\sum_{i=1}^{k+1} g_i$	g_{k+2}	\cdots	g_{N-m}	g_{N-m+1}	g_{N-m+2}	\cdots	0	0	0
	m	0	0	0	\cdots	0	$\sum_{i=0}^k g_i$	g_{k+1}	\cdots	g_{N-m-1}	g_{N-m}	g_{N-m+1}	\cdots	g_N	0	0
	$m+1$	0	0	0	\cdots	0	$\sum_{i=0}^{k-1} g_i$	g_k	\cdots	g_{N-m-2}	g_{N-m-1}	g_{N-m}	\cdots	g_{N-1}	0	0
	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	\vdots
	$k-1$	0	0	0	\cdots	0	$\sum_{i=0}^{m+1} g_i$	g_{m+2}	\cdots	g_{N-k}	g_{N-k+1}	g_{N-k+2}	\cdots	$g_{N-k+m+1}$	g_N	0
k	0	0	0	\cdots	0	$\sum_{i=0}^m g_i$	g_{m+1}	\cdots	g_{N-k-1}	g_{N-k}	g_{N-k+1}	\cdots	g_{N-k+m}	g_{N-1}	g_N	

こうして上流貯水池群からの実放流量 Q_{i+2}^0 の分布 h_{i+2} は、各貯水池からの実放流量 Q_1^0, Q_2^0 の和の分布として、(4.4.11)式、(4.4.12)式で求められる各貯水池実放流量生起確率 h_1, h_2 をもとに求めることができる。すなわち、 Q_1^0, Q_2^0 は独立と考えられるので、 h_{i+2} は h_1, h_2 のたたみこみ積分で与えられる。^{注3)}

$$h_{i+2}(x) = \int_{-\infty}^{\infty} h_1(x-s) h_2(s) ds \quad (= \int_{-\infty}^{\infty} h_1(t) \cdot h_2(x-t) dt) \quad (4.4.13)$$

⑥ ③と同様に、残流域流入量 q_1, q_2 についても各单位期間総流入量の生起確率分布を推定する。

⑦ 下流貯水池への流入量分布は、⑤、⑥で求めた各確率変数、すなわち上流貯水池群の実放流量

Q_{i+2}^0 、残流域流入量 q_1, q_2 の和の分布として設定できる。各変数が互いに独立と仮定できる場合は注3)
下流貯水池流入量分布 g_3 は次式で与えられる。

$$g_3(x) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} h_{1+2}(x-t-s-D_1) \cdot f_1(s) \cdot f_2(t) ds dt \quad (4.4.14)$$

ここに、 $h_{1+2}(z)$: 上流貯水池群実放流量 Q_{i+2}^0 の生起確率分布、 $f_1(z), f_2(z)$: 残流域流入量 q_1, q_2 の生起確率分布、 D_1 : 取水点1の取水量

⑧ ⑦で設定した流入量の生起確率を用いて下流貯水池の貯水状態の遷移確率行列 P_3 を上流貯水池群の貯水状態毎に作成する。

⑨ ⑧で作成した下流貯水池の貯水状態遷移確率行列を表4.4.2に示した上流貯水池群の貯水状態遷移確率行列 P_{1+2} に代入することにより、上下流の3貯水池を対象とした貯水状態遷移確率行列 P_{1+2+3} を作成する。 P_{1+2+3} は $(k_1+k_2+k_3+3) \times (k_1+k_2+k_3+3)$ のマトリックスとなる。

以上の手順により貯水池群貯水状態の遷移確率行列 P を③で分割した季節毎に求めることができ、この行列より貯水池群貯水状態の定常分布を算定する。以後、 s 季について求められた P_{1+2+3} を単に P_s と記す。

(2)で述べたように、マルコフ連鎖の性質として、 s 季の始めを出発点とした1年間を1つのサイクルとした場合、 N 年後の貯水量状態確率ベクトル $P_s^{(N)}$ は次式で与えられる。

注3) 確率変数が従属関係にある場合の和の分布は条件付確率分布に shift-operation を施すことにより求めることができ、たとえば実放流量 Q_1^0, Q_2^0 の和の生起確率分布ベクトル h_{1+2} は、

$$h_{1+2} = U \cdot E \quad (1)$$

$$U = (P_1 \times I) \times P_2 \quad (2)$$

により求めることができる。²²⁾ここに $P_1 = [h_1^1, h_2^1, \dots, h_k^1]$ は Q_1^0 の生起確率ベクトル、

$$P_2 = \begin{bmatrix} h_{11}^2 & h_{12}^2 & \dots & h_{1k}^2 \\ h_{21}^2 & h_{22}^2 & \dots & h_{2k}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ h_{k1}^2 & h_{k2}^2 & \dots & h_{kk}^2 \end{bmatrix} \quad (\text{ただし } h_{ij}^2 = P_2\{Q_2^0 = j \mid Q_1^0 = i\})$$

は Q_2^0 の条件付確率行列を示し、 $E = [1, 1, \dots, 1]^T$

$I = \begin{bmatrix} 1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & 1 \end{bmatrix}$ である。また*は shift-operation を表わし、上式を書き下すと以下のよう

になる。

$$P_1 \times I = [h_1^1, h_2^1, \dots, h_k^1] \times \begin{bmatrix} 1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1^1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & h_k^1 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$(P_1 \times I) \times P_2 = \begin{bmatrix} h_1^1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & h_k^1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} h_{11}^2 & h_{12}^2 & \dots & h_{1k}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ h_{k1}^2 & h_{k2}^2 & \dots & h_{kk}^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1^1 \cdot h_{11}^2 & 0 & \dots & 0 \\ h_2^1 \cdot h_{21}^2 & h_1^1 \cdot h_{12}^2 & \dots & 0 \\ h_3^1 \cdot h_{31}^2 & h_2^1 \cdot h_{22}^2 & h_1^1 \cdot h_{13}^2 & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & 0, h_k^1 \cdot h_{kk}^2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\mathbf{p}_s^{(N)} = \mathbf{p}_{s,0} \cdot \{\mathbf{P}_{(s)}\}^N, \quad (\mathbf{P}_{(s)} \equiv \mathbf{P}_s^{n_s} \cdot \mathbf{P}_{s+1}^{n_{s+1}} \cdot \dots \cdot \mathbf{P}_L^{n_L} \cdot \mathbf{P}_1^{n_1} \cdot \dots \cdot \mathbf{P}_{s-1}^{n_{s-1}}) \quad (4.4.15)$$

さらに、 $N \rightarrow \infty$ のとき $\mathbf{p}_s^{(N)}$ は初期状態 $\mathbf{p}_{s,0}$ に無関係にある確定した極限ベクトル（定常分布） $\boldsymbol{\eta}(s)$ に収束する。ここに $\mathbf{p}_s^{(N)}$ 、 $\boldsymbol{\eta}(s)$ は貯水池 1、2、3 の貯水状態の各組合せの生起確率を要素とする $(k_1 + k_2 + k_3 + 3)$ 次元のベクトルである。貯水池 1 の貯水状態の定常分布 $\boldsymbol{\eta}_1(s)$ は、 $\boldsymbol{\eta}(s) = [\eta_{000}, \eta_{001}, \dots, \eta_{00k_3}, \dots, \eta_{i_1 i_2 i_3}, \dots, \eta_{k_1 k_2 k_3}]^T$ として、次式で求められる。ただし、 T はベクトルの転置を示す。

$$\boldsymbol{\eta}_1(s) = [\eta_{1,0}, \eta_{1,1}, \dots, \eta_{1,k_1}]^T = [\sum_{i_2 i_3} \eta_{0 i_2 i_3}, \sum_{i_2 i_3} \eta_{1 i_2 i_3}, \dots, \sum_{i_2 i_3} \eta_{k_1 i_2 i_3}]^T \quad (4.4.16)$$

貯水池 2、3 についても同様に $\boldsymbol{\eta}_2(s)$ 、 $\boldsymbol{\eta}_3(s)$ を求めることができる。

利水安全度は、(2) で述べたように、上で求めた各貯水池貯水量の定常分布ベクトル $\boldsymbol{\eta}_l(s)$ ($l = 1, 2, 3$) より、目標放流量を放流できない確率、すなわち渇水確率として評価することができる。ここでは、この渇水確率を後述する取水点渇水確率と区別するため、とくに貯水池渇水確率と呼ぶこととする。

貯水池渇水確率は、(4.4.16) 式より、

$$\gamma_l(s) = \sum_{j=1}^{m_l-1} \eta_{lj}(s) \quad (l = 1, 2, 3) \quad (4.4.17)$$

$\gamma_l(s)$: 貯水池 l の s 季の貯水池渇水確率、 m_l : 貯水池 l の目標放流量として算定できる。

また、取水点渇水確率を取水点での流量が取水量に及ばなくなる確率とすると、これは、上流貯水池（群）の放流量の生起確率などから (4.4.14) 式と同様に求められる取水地点流量の生起確率 g'_{ij} をもとに次式で算定できる。

$$\delta(s) = P\{Q < D\} = \sum_{j=1}^K (\boldsymbol{\eta}_j(s) \cdot \sum_{i=1}^{Q-1} g'_{ij}) \quad (4.4.18)$$

$\delta(s)$: s 季の取水点渇水確率、 D : 計画取水量、 g'_{ij} : 上流貯水池（群）の貯水状態が j のとき取水地点流量が i である確率、 K : 上流貯水池（群）の貯水状態総数

この取水点渇水確率によっても利水安全度を評価することができる。

第5節 結 言

近年、河川水の利用は高度化、複雑化してきており、今後とも河川水利用の更なる高度化、複雑化が要請されるものと思われる。一方、渇水の社会的、経済的影響には深刻なものがあり、水資源の安定供給に対する要請も増々強まるものと考えられる。このため、水資源の開発計画や施設の運用計画の策定に際し利水安全度は重要な基準となり、その評価には慎重な検討が必要とされる。現在慣行的に用いられている基準渇水年による安全度評価法には流況の再現性をはじめとしていくつかの問題点が指摘されている。そこで、本章では、利水安全度の評価、とくに貯水池による水資源開発計画の安全度評価に関する研究を行った。

まず、第2節で、水資源開発を水量、水質ベクトルの変換としてとらえ、利水安全度に関するシステム論的考察から概念の明確化をはかった。第3節では、とくに貯水池による水資源開発を対象として利水安全度を規定する要因のうち、開発の目標となる流量状態、貯水池システムの操作により計画安全度と管理安全度の2種の安全度を定義し、現行の安全度評価法の問題点、とくに流況の再現性の問題に対

する検討を中心として、これらの安全度の評価の方法を整理した。第4節では、第3節で提示した方法による利水安全度評価モデルの具体的構成を行った。構成したモデルは、貯水状態の遷移確率行列から任意時点での貯水量の確率分布を算定することにより安全度を評価するモデルである。

こうして、本章では以下の成果を得た。

- 1) 利水安全度を水資源システムの計画・管理の各段階、すなわち水資源の開発計画および開発施設の管理・運用の段階に応じて計画安全度と管理安全度に区別し、とくにその基準に注目することにより概念の明確化をはかった。
- 2) 現在慣行的に用いられている年最大必要渇水補給量（必要利水容量）の順位（超過確率）でもって利水安全度を評価する方法における流況の再現性の問題に対するアプローチとして、流況そのものの確率統計的特性をもとに利水安全度を評価するモデルを構成した。構成したモデルは遷移確率行列による評価モデルであり、このモデルは従来単一貯水池を対象として適用されてきたものであるが、本章では複数の貯水池、取水地点からなる利水システムを対象とした場合へ拡張した。

本章では、流況の再現性の問題に対して、貯水池流入量の生起確率分布をもとにした遷移確率行列モデルを提示したが、直接、降水状況の確率統計的特性をもとに利水安全度を評価する方法も考えられる。以下にその概要を述べる計画降水による評価モデルがそれである。すなわち、渇水をひき起こすような非超過確率をもつ計画降水の設定を累積降水量系列を指標として行い、この計画降水のもとでの必要利水要量（必要渇水補給量）をマスカープ法で算定することにより水資源開発計画の安全度を評価するモデルである。²³⁾その適用にあたってはいくつか解決すべき問題点もあるが、降水というデータの豊富さ、取扱いの簡便さなどを考えると、こうしたモデル展開も今後発展させていきたい。

また、本章では、利水安全度を計画安全度と管理安全度の2種にわけて定義および評価について検討したが、これは前述したように、節水運用ルール、渇水時の水利調整ルールが確立されていない現状では両者を区別した方が概念が明確化されと考えたからである。しかし、水資源開発計画の立案にあたって管理までも包含した検討が必要とされることはいうまでもない。また、これらの安全度水準をいかに設定するかも問題となる。この安全度水準の設定は、渇水時の被害を鑑みたくえでの開発必要量、安全度水準ならびにそれに対して許容できるコストという需要側の条件と、水文特性などに規定されるある安全度水準のもとでの開発可能量および開発コストという供給側の条件の両条件のバランスの評価により行うべきと考えられる。具体的には、渇水時の被害額と開発コストから安全度水準を設定する方法として、限界被害と限界コストによるアプローチや、被害額期待値と開発コストの和によるアプローチ¹⁹⁾などが考えられる。

参 考 文 献

- 1) 全国建設研修センター研修局編：多目的ダムの建設、土木施工管理技術研究会、1977
- 2) 中沢式仁、今村瑞穂、石崎勝義、中村昭：渇水時の水管理に関する計画学的研究、土木研究所資料、第1508号、1979
- 3) 広瀬利雄：水資源開発計画における利水の安全度について(1)、(2)、水温の研究、Vol.14、No.5、No.6、1971

- 4) 藤吉三郎：利水計画の安全度に関する二、三の考察、土木学会誌、Vol.56-11、1971
- 5) 南部三郎：北部九州における広域利水の水工学的研究、京都大学博士論文、1971
- 6) 大内忠臣、佐々木元、松下越夫：利水安全度問題に関する2、3の分析と考察、土木技術資料24-1、1982
- 7) 室田明、江藤剛治、吉岡正道：水文資料に起因する水資源計画の信頼度について、土木学会論文報告集、第222号、1974
- 8) 広田泰久：利水の安全度について、第24回建設省技術研究報告会論文集、1970
- 9) 小山要之介：水資源の高度開発と利水の安全性に関する研究、京都大学博士論文、1976
- 10) 長尾正志：貯水池をもつ河川の渇水確率について、京都大学防災研究所年報、第11号B、1968
- 11) 長尾正志：利水用貯水池の取水機能の信頼性評価に関するマルコフ連鎖理論の応用、第21回水理講演会論文集、1977
- 12) 中川芳一：利水安全度の評価について、NSC研究年報、Vol. 6、No. 2、1978
- 13) Yevdjovich, V.: An Objective Approach to Definitions and Investigations of Continental Hydrologic Droughts, Hydrology Papers No. 23, Colorado State Univ., 1967
- 14) 吉川秀夫、竹内邦良：渇水持続曲線の性質とその応用、土木学会論文報告集、第234号、1975
- 15) N. V. Prabhu: Queues and Inventories, Chap. 6, Moran's model for the dam, John & Sons., 1965
- 16) 池淵周一：システム論的にみた水資源開発と渇水コントロール、土木学会第34回年次学術講演会研究討論会“福岡渇水と水資源開発”、1979
- 17) 今村瑞穂、中沢武仁、中村昭：渇水被害の分析と水管理への適用に関する研究、第24回水理講演会論文集、1980
- 18) 岩波書店：広辞苑、1973
- 19) 中川芳一、徳田裕平：利水安全度評価に関する一考察、NSC研究年報、Vol. 11、No. 1、1983
- 20) 日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）、山海堂、1976
- 21) 森野彰夫、中川芳一：遷移確率行列による貯水池群操作に関する研究、第24回水理講演会論文集、1980
- 22) 高埴琢馬、池淵周一：洪水の時・空間生起確率算定法とその治水計画への適用、京都大学防災研究所年報、第22号B、1981
- 23) 徳田裕平、中川芳一：利水用貯水池群容量決定に関する一考察、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第2部、1981

第5章 水資源配分計画に関する研究

第1節 緒 言

第3章、第4章において水資源開発施設計画モデル、利水安全度評価モデルを構成した。これらのモデルにより水資源開発施設、水資源開発量ならびにその安全度が得られる。本章では、この開発された水資源を、水循環システムのなかでの開放系再利用（カスケード型水利用）も期待して、いつ、どの地区に、どれくらい配分するかといった水資源の配分計画モデルの構成を行う。

従来、水資源の地域配分に関しては、これを地域経済の効率化といったような単一の目標のもとでの最適配分問題としてとらえ、その代替案を数計画法で求めることが多かった。¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾ところが、このような配分が、第1章でも述べたように、多くの流域で水資源の量的、質の問題をもたらしてきたと考えられるので、水資源の配分問題に関しては、流域の上・下流間や利水用途間のトレード・オフに加えて、社会・経済効果の増進と河川水質の保全といった目的間のトレード・オフをも問題とする必要がある。

このため、近年、河川・湖沼・海域の水質を考慮した水資源の地域配分に関する研究が行われるようになったが、このトレード・オフに対しては、一方を目的関数としてとりあげ他方を制約とすることや、双方にウェイトを付けるなど単一目的におきかえて評価することにより対処している場合が多い。⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾これに対し、本章では、主として社会・経済効果の増進と河川水質の保全といったトレード・オフに注目し、社会・経済効果による評価に加え河川水質に与える影響をも評価する多目的評価のもとで水資源の適正配分問題を考察する。

すなわち、水資源の開発、配分の基本領域として流域を考え、上流貯水池（群）での水資源開発量の各地区への適正配分をはかる水資源配分モデルを多目標問題として構成する。

まず第2節では、河川の基準点の流量および流下負荷量を各地区への水資源配分量の関数として記述し、これら状態量の年次変化として状態方程式を構成する。ついで、水資源開発量などの制約のもとで、社会・経済効果の最大化と河川水質に与える影響の最小化という互いにトレード・オフの関係にある2種の目標をバランスよく達成する水資源配分モデルを1つの制御プロセスとして定式化する。さらに、第3節で、このモデルの最大原理による求解アルゴリズムを導き、第4節では、モデルの特性、限界について考察し、その拡張の方向について言及する。最後に、第5節において本章を総括する。

なお、本章では都市用水（生活用水および工業用水）の配分問題を取り扱うこととし、農業用水は各取水点において水利権などで定められた一定量を取水しているものとみなし、各地区への水資源配分量には含めないこととする。また、第3章、第4章で行った水資源開発施設計画や利水安全度の検討において解析の時間スケールを年としているので、本章の検討も年を基本単位とし、モデルの定式化も年間の平均的な定常状態を対象として行う。

第2節 河川水質を考慮した水資源配分過程モデルの定式化

ここでは、社会・経済効果の最大化と河川水質に与える影響の最小化という互いにトレード・オフの関係にある達成目標を同時に評価した多目的評価のもとで、いつ、どの地区に、どれだけの水資源の配

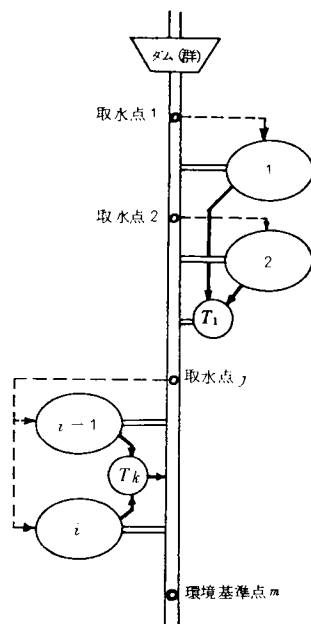
分を行うかという適正水資源配分過程を求めるモデルを定式化する。¹²⁾¹³⁾

まず、(1)でモデルの定式化の条件を明らかにした後、(2)で基準点の流量、流下負荷量（BOD負荷量）^{注1)}を各地区への水資源（都市用水）配分量の関数として記述する関係式を導き、(3)でこれらの状態量の年次変化を示す状態方程式を作成する。つぎに、(4)で操作変数、制約条件について考察するとともに、上述の多目的評価を記述する評価関数を設定する。こうして、水資源配分モデルが多段階の制御プロセスとして定式化しうることを明らかにする。

(1) モデル構成の条件

考察の対象として図－5.2.1に示すような本川にいくつかの支川が流入しており、本川上流部の貯水池（群）により水資源の開発が行われている流域を取りあげる。そして、各支流域が1つ（または2つ）の需要地区を構成し、本川上のいくつかの地点で取水が行われている。また、流域内には何ヶ所かに下水処理場があり、1つの処理場には1地区以上の下水が取入れられているものとする。なお、各地区の水源は河川表流水のみと考える。

ところで、水需要や水資源開発、供給、さらには下水処理が基本時間スケールを年として計画され、ここでの配分対象が年内変動の小さい都市用水であることより、河川の流量や流下負荷量などについても、年内変動を平均化した（定常）状態を対象としてモデルを展開する。このような前提のもとで発生汚水量は近似的に水資源配分量に等しいものと考えることができ、任意の i 年度における水資源配分モデルは以下ようになる。なお、モデルに用いる主要な変数、定数を表－5.2.1に一括してまとめる。



図－5.2.1 流域システム

(2) システム方程式

本川上の環境基準点、取水点での流量、流下負荷量を地区 i への水資源配分量や下水道整備率、水資源開発量などで表わすシステム方程式を導く。

図－5.2.1の地区 i に注目すると、この地区に対応する支川の流量 $q_i(t)$ は、その地区の発生汚水量のうち下水処理を施されずに河川へ還元する水量 $q_i^n(t)$ および支川の自然流量 $q_i^s(t)$ より成り、次式で表わされる。なお、市街化区域外からの還元水量（農水など）は自然流量に含めることとする。

$$q_i(t) = q_i^n(t) + q_i^s(t) \quad (5.2.1)$$

ここに、還元水量 $q_i^n(t)$ は、 λ_i , $u_i^q(t)$, $X_i(t)$ をそれぞれ地区 i の流出率、下水道整備率、水資源（都市用水）配分量として、

注1) 流下負荷量としてBOD負荷量で代表した有機汚濁指標を用いたのは、重金属等の無機汚濁物質は発生源での規制により、本来的に水域に排出すべきではないと考えるからである。

表－ 5.2.1 水資源配分モデル主要変数・定数

	変数記号	変 数 内 容	備 考
シ ス テ ム 方 程 式 に 係 わ る も の	$X_i(t)$	地区 i の水資源（都市用水）配分量	決定変数
	$Q_m(t)$	基準点 m の流量	変 数
	$Q_0(t)$	上流貯水池（群）での水資源開発量	定 数
	$L_m(t)$	基準点 m の流下負荷量	変 数
	$L_0(t)$	上流貯水池（群）からの自然的流出負荷量	定 数
	$q_i(t)$	地区 i に対応する支川の流量	変 数
	$q_i^n(t)$	地区 i に対応する支川の還元水量	変 数
	$q_i^u(t)$	地区 i に対応する支川の自然流量	定 数
	$l_i(t)$	地区 i に対応する支川の流出負荷量	変 数
	$l_i^n(t)$	地区 i の下水道未整備区域からの流達負荷量	変 数
	$g_i(t)$	地区 i に対応する支川の自然的流出負荷量	定 数
	λ_i	地区 i の（水量）流出率	定 数
	$1-u_i^n(t)$	地区 i の（負荷量）流達率	定 数
	$\omega_i(t)$	地区 i の発生負荷強度（水質）	定 数
	$u_i^a(t)$	地区 i の下水道整備率	定 数
	$q_k^l(t)$	処理場 k の放流水量	変 数
	$l_k^l(t)$	処理場 k の放流負荷量	変 数
	$e_k(t)$	処理場 k の放流水質	定 数
	$q_j^d(t)$	取水点 j よりの取水量	変 数
	B_j	取水点 j よりの農水取水量	定 数
	$\gamma_{m,n}$	地点 m、n 間の流量到達率	定 数
	$\delta_{m,n}$	地点 m、n 間の負荷量到達率	定 数
	F_k	処理場 k に下水が取り入れられている地区の集合	集 合
	G_j	取水点 j より取水している地区の集合	集 合
	I_m	基準点 m よりも上流に流入する支川 i の集合	集 合
	K_m	基準点 m よりも上流に放流する処理場 k の集合	集 合
	J_m	基準点 m よりも上流に位置する取水点 j の集合	集 合
制 価 る 約 に も ・ 係 の 評 価	$X_i^{\max}(t)$	地区 i の都市用水需要量の上限	定 数
	β_i^j	地区 i の都市用水構成比率	定 数
	$w_i^1(t)$	地区 i の生活用水原単位	定 数
	$w_i^2(t)$	地区 i の工業用水原単位	定 数

注）備考欄の変数とは水資源配分量 $X_i(t)$ の関数となるものを示す。

$$q_i^n(t) = \lambda_i \cdot (1 - u_i^n(t)) \cdot X_i(t) \quad (5.2.2)$$

と表わす。なお、 $q_i^n(t)$ の添字 n は下水道施設を通らないという意味で自然的であることを、 $u_i^a(t)$ の添字 a は施設に関係するという意味で人為的であることを示し、また以下で使用する添字 p 、 d はそれぞれ下水処理施設、取水を意味するものとする。

また、地区 i に対応する支川から本川へ流出する負荷量 $l_i(t)$ は、その地区の下水道未整備区域か

らの流達負荷量 $l_i^n(t)$ と支川の自然的流出負荷量 $g_i(t)$ より成り、次式で表わす。

$$l_i(t) = l_i^n(t) + g_i(t) \quad (5.2.3)$$

ここに、流達負荷量 $l_i^n(t)$ は次式で表わされる。

$$l_i^n(t) = (1 - u_i^n(t)) \cdot (1 - u_i^a(t)) \cdot \omega_i(t) \cdot X_i(t) \quad (5.2.4)$$

ただし、 $(1 - u_i^n(t))$, $\omega_i(t)$ はそれぞれ地区 i の流達率、発生負荷強度（水質）を示す。

つぎに、処理場 k の放流量 $q_k^p(t)$ と放流負荷量 $l_k^p(t)$ は、それぞれ、

$$q_k^p(t) = \sum_{i \in F_k} u_i^a(t) \cdot X_i(t) \quad (5.2.5)$$

$$l_k^p(t) = e_k(t) \cdot \sum_{i \in F_k} u_i^a(t) \cdot X_i(t) \quad (5.2.6)$$

と表わされる。ここに、 $e_k(t)$ は処理場 k の放流水質であり、 F_k は処理場 k に下水が取入れられる地区の集合とする。

また、取水点 j よりの取水量 $q_j^d(t)$ は、農水取水量を B_j として、

$$q_j^d(t) = \sum_{i \in G_j} X_i(t) + B_j \quad (5.2.7)$$

と表わす。ここに、 G_j は取水点 j より取水している地区の集合であり、農水取水量 B_j は前述したように支川の自然流量 $q_i^u(t)$ の一部として本川に還元するものと考ええる。

本川上の環境基準点、取水点を総称して基準点と呼ぶことにすると、基準点 m での流量 Q_m および流下負荷量 L_m は、基準点 m よりも上流に流入する支川の流量、流出負荷量、処理場の放流量、負荷量および取水点での取水量により次式のように表わされる。

$$Q_m(t) = Q_0(t) \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} q_i(t) \cdot \gamma_{im} + \sum_{k \in K_m} q_k^p(t) \cdot \gamma_{km} - \sum_{j \in J_m} q_j^d(t) \quad (5.2.8)$$

$$L_m(t) = L_0(t) \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} l_i(t) \cdot \delta_{im} + \sum_{k \in K_m} l_k^p(t) \cdot \delta_{km} \quad (5.2.9)$$

ここに、

$Q_0(t)$; 上流貯水池（群）での水資源開発量

$L_0(t)$; 上流貯水池（群）からの自然的流出負荷量

γ_{nm} , δ_{nm} ; 地点 n 、 m 間の流量、負荷量到達率^{注2)}

I_m ; 基準点 m よりも上流に流入する支川 i の集合

K_m ; 基準点 m よりも上流に放流する処理場 k の集合

J_m ; 基準点 m よりも上流に位置する取水点 j の集合

である。なお、基準点 m が取水点である場合には流量 $Q_m(t)$ 、流下負荷量 $L_m(t)$ としては取水前の流量、負荷量を用いることとし、基準点 m が環境基準点である場合には取水量 $q_m^d(t)$ は 0 とする。また、(5.2.9) 式では取水による流下負荷量の減少は無視している。

(3) 状態方程式

基準点 m ($m = 1, 2, \dots, M$; 基準点総数) での流量および流下負荷量の年次変化を状態

注2) 地点 m 、 n としては基準点、支川流入点、処理場放流点を採用することとし、到達率とは、伏流・湧水や蒸発あるいは自浄作用などにより流量、負荷量が増減する割合を示す係数と定義する。

方程式と定義すると、以下の $2M$ 個の状態方程式が得られる。

$$\frac{dQ_m(t)}{dt} = \frac{dQ_0(t)}{dt} \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} \frac{dq_i(t)}{dt} \cdot \gamma_{im} + \sum_{k \in K_m} \frac{dq_k^p(t)}{dt} \cdot \gamma_{km} - \sum_{j \in J_m} \frac{dq_j^q(t)}{dt} \cdot \gamma_{jm} \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad (5.2.10)$$

$$\frac{dL_m(t)}{dt} = \frac{dL_0(t)}{dt} \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} \frac{dl_i(t)}{dt} \cdot \delta_{im} + \sum_{k \in K_m} \frac{dl_k^p(t)}{dt} \cdot \delta_{km} \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad (5.2.11)$$

(5.2.10)、(5.2.11)式に(5.2.1)～(5.2.7)式を代入すれば、

$$\begin{aligned} \frac{dQ_m(t)}{dt} = & \frac{dQ_0(t)}{dt} \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} \left\{ \frac{dq_i^u(t)}{dt} + \frac{da_i^q(t)}{dt} \cdot X_i(t) + a_i^q(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \right\} \cdot \gamma_{im} \\ & + \sum_{k \in K_m} \sum_{i \in F_k} \left\{ \frac{du_i^a(t)}{dt} \cdot X_i(t) + u_i^a(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \right\} \cdot \gamma_{km} - \sum_{j \in J_m} \left\{ \sum_{i \in G_j} \frac{dX_i(t)}{dt} + \frac{dB_j(t)}{dt} \right\} \cdot \gamma_{jm} \\ & (m=1, 2, \dots, M) \end{aligned} \quad (5.2.12)$$

$$\begin{aligned} \frac{dL_m(t)}{dt} = & \frac{dL_0(t)}{dt} \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} \left\{ \frac{dg_i(t)}{dt} + \frac{da_i^l(t)}{dt} \cdot X_i(t) + a_i^l(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \right\} \cdot \delta_{im} \\ & + \sum_{i \in K_m} e_k(t) \cdot \left\{ \sum_{i \in F_k} \left(\frac{du_i^a(t)}{dt} \cdot X_i(t) + u_i^a(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \right) \right\} \cdot \delta_{km} \\ & + \sum_{k \in K_m} \frac{de_k(t)}{dt} \cdot \left\{ \sum_{i \in F_k} u_i^a(t) \cdot X_i(t) \right\} \cdot \delta_{km} \quad (m=1, 2, \dots, M) \end{aligned} \quad (5.2.13)$$

となる。ただし、

$$a_i^q(t) = \lambda_i \cdot (1 - u_i^q(t)) \quad (5.2.14)$$

$$a_i^l(t) = (1 - u_i^p(t)) \cdot \omega_i(t) \cdot (1 - u_i^a(t)) \quad (5.2.15)$$

である。

(4) 操作変数、制約条件および評価関数

(a) 操作変数

本節の目的は、前述したように社会・経済効果と河川の水質保全効果を同時に評価とした多目的評価のもとで、いつ、どの地区に、どれだけの水資源の配分を行うのが合目的かという適正水資源配分過程を求めることである。そこで、各地区への水資源配分量 $X_i(t)$ の年次変化 $dX_i(t)/dt$ を操作変数とする。すなわち、操作変数を θ_i とすると、

$$\theta_i = dX_i(t)/dt \quad (i=1, 2, \dots, N; N; \text{地区数}) \quad (5.2.16)$$

と表わされる。ところで、状態方程式(5.2.12)、(5.2.13)式には操作変数の積分形、すなわち $X_i(t)$ が入っている。そこで、この $X_i(t)$ も状態変数と考え、

$$v_i(t) = X_i(t) \quad (i=1, 2, \dots, N) \quad (5.2.17)$$

とおく。¹⁴⁾ こうして、状態変数の初期値 $Q_m(0)$, $L_m(0)$ ($m=1, 2, \dots, M$), $v_i(0) = X_i(0)$ ($i=1, 2, \dots, N$) は河川の流量、水質調査および水使用実態調査より求められる。

(b) 制約条件

水資源配分問題の制約条件には、

- ① 確保流量（取水量＋維持流量）による制約
- ② 水質（流下負荷量／流量）による制約
- ③ 水資源量による制約
- ④ 各地区への配分量に対する制約

など種々のものが考え¹⁰⁾¹¹⁾¹⁴⁾られ、配分の目的、対象流域の特性などに応じて適切な制約を選ばねばならない。しかし、①、②のように状態変数（流量、流下負荷量）に係わる制約を課すと、後述する求解アルゴリズムが極度に複雑となり、解くことがほとんど不可能となる。¹⁵⁾¹⁶⁾

そこで、ここでは、操作変数（水資源配分量）に係わる最も基本的な制約のみを考えることとし、つぎの2種を考える。すなわち、各年度 t 毎に非負の $\theta_i(t)$ ($i=1, 2, \dots, N$) に対して、

$$\left. \begin{aligned} \sum_i \theta_i(t) &\leq W(t) \\ W(t) &= Q_0(t) - \sum_i X_i(t-1) \end{aligned} \right\} \quad (5.2.18)$$

$$\left. \begin{aligned} \theta_i(t) &\leq \mu_i(t) \\ \mu_i(t) &= X_i^{\max}(t) - X_i(t-1) \quad (i=1, 2, \dots, N) \end{aligned} \right\} \quad (5.2.19)$$

とする。

(5.2.18) 式は t 年度における流域全体の水資源配分量の増分がその年度での新規水資源開発量より小であることを示しており、(5.2.19) 式は各地区への水資源配分量がその地区での需要量の上限を越えないことを示している。なお、制約条件の多様化に関しては第4節(1)で後述する。

(c) 評価関数

第1節で述べたここでの水資源配分モデルの構成の目的より、達成目標としては、利水の目的である流域での社会・経済活動の増進と河川水質の保全の2種類を考える。そして、水資源配分量の増大による社会・経済活動の増進を表わす指標（用水配分効果）として生活用水に関しては給水人口の増分を、工業用水に関しては工業出荷額の増分を考え、これらの用水配分効果の最大化を目指す。

$$J_1 = \sum_i \beta_i^1 \cdot \theta_i / w_i^1 \longrightarrow \max \quad (5.2.20)$$

$$J_2 = \sum_i \beta_i^2 \cdot \theta_i / w_i^2 \longrightarrow \max \quad (5.2.21)$$

ここに、 β_i^j , w_i^1 , w_i^2 は、それぞれ都市用水構成比率、生活用水原単位、工業用水原単位である。一方、河川水質の保全を表わす指標としては各基準点の流下負荷量を用い、その最小化を目指す。

$$J_{2+m} = L_m(t) \longrightarrow \min \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad (5.2.22)$$

ここで、河川水質の保全のために設定された水質環境基準を制約条件として、社会・経済活動の最大化をはかる都市用水配分問題を考えることもできる。しかし、この基準値を上回るまでに水質の悪化が進行している流域では解空間がない。すなわち、水質環境汚染防止施設の整備を十分に行うまでは流域の社会・経済活動を停止せざるを得ないという結果となることもある。¹⁰⁾ 一方、水質の悪化がほとんど起っていない流域では環境基準値ぎりぎりまで悪化を進めるという解（水資源の配分）が予想され、これは河川水質の保全の立場に矛盾する。このため、水質環境基準値は考えず

に、各環境基準点での流下負荷量の最小化（本来的には0が望ましい）を目指すという目標を採用した。

ある水使用構造、河川環境保全施設整備状況のもとで、水資源配分量を増加させると用水配分効果は増すが、同時に発生負荷量も増加し、下水処理効率が100%でないことから河川の水質は悪化する。このように、上述の2種の目標はトレード・オフの関係にある。

互いにトレード・オフの関係にある複数の目標の最適化問題、すなわち多目的最適化問題の解法には種々のものがあり、それらは、

- 1) 非劣解集合を発生させ、そのなかから意志決定者の判断により選好解を求める方法
- 2) 前もって各目的の重要性あるいは目的間の選好構造を定めることにより最適解を求める方法
- 3) 事前に定められた理想解の最近隣の非劣解を求め、意志決定者との対話を通して漸次選好解に近接していく方法

の3つに大別される。¹⁷⁾

ここでは、第3節で述べる最大原理による求解アルゴリズムへの適合性より、2)の方法に属し、各目標に事前に目標値を与えておき、それからのかい離を最小にすることをねらうL字型効用関数を導入する。L字型効用関数は、複数の目標の達成度をバランスを保ちながら増大させる有効な方法といわれており、以下にその内容を概説する。¹⁸⁾

i 個の目標 J_i の最低要求水準（以下、許容水準と呼ぶ）を J_i^p 、その満足水準を J_i^s とする。そして、 $J_i \geq J_i^p$ の範囲を G 空間と呼び、 G 空間上での目標ベクトルとして点 $G^p = (J_1^p, J_2^p, \dots, J_i^p)$ 、 $G^s = (J_1^s, J_2^s, \dots, J_i^s)$ を結んだベクトル $\overrightarrow{G^p G^s}$ を考え、これを特に G ベクトルと呼ぶ。 G ベクトル上では、 G^p から G^s の方向に遠ざかるほど満足の程度（以下、効用と呼ぶ）は大きくなっていく。そこで、達成度の最小の目標によって満足度が規定されるという考えのもとで、 G ベクトル上の任意の点の効用と等しい効用をもつ点の集合を図-5.2.2に示すように G ベクトル上の点を頂点とする直角錐の表面で与える。このようにして G 空間中の各点の効用を定めたものがL字型の効用関数であり、次式で表わされる。

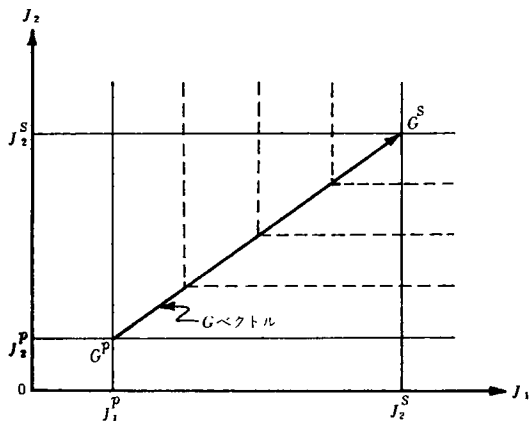


図- 5.2.2 L字型の効用関数

$$U = \min_i \{(J_i - J_i^p) / (J_i^s - J_i^p)\} \quad (5.2.2.3)$$

しかし、効用関数 U の最大化をはかるかわりに、次式で表わされる不効用 V の最小化をはかる問題として定式化するほうが便利な場合が多く、¹⁸⁾ ここでも、このような問題として取り扱う。

$$V = \max_i \{(J_i^s - J_i) / (J_i^s - J_i^p)\} \quad (5.2.2.4)$$

以上で説明したL字型効用関数により、前述の互いにトレード・オフの関係にある社会・経済効果の増進と河川水質の保全の2種の目標の不達成度を示す関数（以下この関数を便宜上不効用関数

と呼ぶ)は、次式で定義される。

$$V(L(t), \theta(t)) = \max \left\{ \frac{|J_1^S - J_1|}{|J_1^S - J_1^P|}, \frac{|J_2^S - J_2|}{|J_2^S - J_2^P|}, \frac{|J_{2+1}^S - J_{2+1}|}{|J_{2+1}^S - J_{2+1}^P|}, \dots, \frac{|J_{2+M}^S - J_{2+M}|}{|J_{2+M}^S - J_{2+M}^P|} \right\} \quad (5.2.25)$$

(5.2.20)、(5.2.21)、(5.2.22)式で表わされる各目標は、各年度毎の水資源配分量の増加量 $\theta_i(t)$ およびその結果として得られる状態量 $L_m(t)$ に対する目標であり、このため(5.2.25)式の不効用関数も各年度毎に得られる。そこで、ここで問題とする水資源配分過程の評価関数として不効用関数の計画対象期間での積分値を採用し、その最小化を目指すこととする。

$$S = \int_0^T V(L(t), \theta(t)) dt \rightarrow \min \quad (5.2.26)$$

以上のことから、経年的水資源配分モデルが、(5.2.12)、(5.2.13)、(5.2.17)式を状態方程式とし、(5.2.26)式の評価関数のもとで、(5.2.16)式で表わされる $\theta_i(t)$ を操作変数とする制御プロセスとして定式化できた。

第3節 最大原理によるモデルの解法

第2節で制御プロセスとして定式化した経年的水資源配分モデルの解法としては、そのモデルの形式上ポントリャーギンの最大原理が適している。そのため、まず(1)でポントリャーギンの最大原理の原形およびその計算のアルゴリズム¹⁵⁾¹⁹⁾を簡単に説明し、(2)で配分モデルの最大原理による解法を明らかにする。

(1) ポントリャーギンの最大原理

第2節で定式化した制御プロセスは図-5.3.1に示すような簡単な連続プロセスで表現できる。ここに $x(t)$, $\theta(t)$ はそれぞれ状態ベクトル、制御ベクトルである。このプロセスの状態方程式が、

$$\frac{dx}{dt} = f[x(t), \theta(t)], \quad x(0) = \alpha \quad (5.3.1)$$

と表わされるものとする。そして、制約条件

$$\Psi[\theta(t)] \leq 0 \quad (5.3.2)$$

および初期状態 $x(0) = \alpha$ のもとで終端状態の関数

$$S = c \cdot x(T) \quad (5.3.3)$$

に極値を与えるような区分的に連続な操作ベクトル $\theta(t)$ を求める問題を考える。このとき、終端状態は指定されていない(右端未定)とする。

この問題を解くにあたり、まず補助ベクトル $Z(t)$ とハミルトン関数 H を導入する。

$$H[Z(t), x(t), \theta(t)] = Z \cdot f[x(t); \theta(t)] \quad (5.3.4)$$

$$\frac{dZ}{dt} = -\frac{\partial H}{\partial x} = -Z \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \quad (5.3.5)$$

$$Z(T) = c \quad (5.3.6)$$

ここで、(5.3.2)式の制約条件を満たす区分的に連続なベクトル関数を $\theta(t)$, $0 \leq t \leq T$ とする。

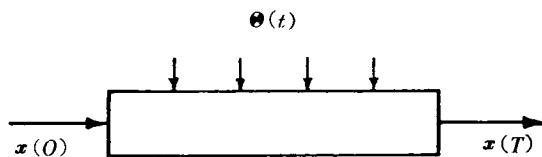


図-5.3.1 簡単なプロセス

(5.3.3) 式で表わされるスカラー関数 S が、初期条件 $\mathbf{x}(0)=\mathbf{a}$ なるプロセス (5.3.1) 式において最大 (または最小) となるための必要条件は、① (5.3.5)、(5.3.6) 式を満たす非零の連続ベクトル関数 $\mathbf{Z}(t)$ が存在し、② かつベクトル $\boldsymbol{\theta}(t)$ を、 $0 \leq t \leq T$ なるすべての t において $H[\mathbf{Z}(t), \mathbf{x}(t), \boldsymbol{\theta}(t)]$ に最大値 (または最小値) を与えるように選ぶことである。以上がポントリャーギンの最大原理の要約である。なお、(5.3.5) 式は通常、随伴方程式 (系) と呼ばれる。

ところで、(5.2.2.6) 式のように評価関数が積分形式 $\int_0^T V(\mathbf{x}(t), \boldsymbol{\theta}(t)) dt$ で記述される場合も、つぎのような新たな状態変数 x_{s+1} を導入することによって上述の標準形に変換できる。すなわち、

$$x_{s+1}(t) = \int_0^t V(\mathbf{x}(t), \boldsymbol{\theta}(t)) dt \quad 0 \leq t \leq T \quad (5.3.7)$$

$$x_{s+1}(0) = 0 \quad (5.3.8)$$

とすれば、

$$\frac{dx_{s+1}}{dt} = V(\mathbf{x}(t), \boldsymbol{\theta}(t)) \quad 0 \leq t \leq T \quad (5.3.9)$$

なる状態方程式を得、(5.3.3) 式の評価関数を

$$S = \mathbf{c} \cdot \mathbf{x}(T) = 1 \cdot x_{s+1}(T) \quad (5.3.10)$$

と変形すればよい。

(2) 経年的水資源配分モデルの最大原理による解法

第 2 節で定式化した経年的水資源配分モデルの状態ベクトル $\mathbf{x}(t)$ 、操作ベクトル $\boldsymbol{\theta}(t)$ は、

$$\mathbf{x}(t) = (Q_1(t), \dots, Q_M(t), L_1(t), \dots, L_M(t), v_1(t), \dots, v_N(t), v_{N+1}(t))^T$$

$$\boldsymbol{\theta}(t) = (\theta_1(t), \dots, \theta_N(t))^T$$

となる。ただし、 T はベクトルの転置を示す。また、 v_{N+1} は (5.3.7) 式で示したような評価関数の t までの積分値で次式で表わされる。

$$v_{N+1}(t) = \int_0^t V(\mathbf{L}(t), \boldsymbol{\theta}(t)) dt \quad (5.3.11)$$

こうして、状態方程式系は (5.2.1.2)、(5.2.1.3)、(5.2.1.7)、(5.3.1.1) 式よりつぎのようになる。

$$\begin{aligned} \frac{dQ_m(t)}{dt} &= f_m[\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)] \\ &= \frac{dQ_0(t)}{dt} \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} \left\{ \frac{dq_i^u(t)}{dt} + \frac{da_i^q(t)}{dt} \cdot v_i(t) + a_i^q(t) \cdot \theta_i(t) \right\} \cdot \gamma_{im} \\ &\quad + \sum_{k \in K_m} \sum_{i \in I_k} \left\{ \frac{du_i^a(t)}{dt} \cdot v_i(t) + u_i^a(t) \cdot \theta_i(t) \right\} \cdot \gamma_{km} - \sum_{j \in J_m} \left\{ \sum_{i \in I_j} \theta_i(t) + \frac{dB_j(t)}{dt} \right\} \\ &= \sum_i \alpha_{mi}^Q(t) \cdot v_i(t) + \sum_i \beta_{mi}^Q(t) \cdot \theta_i(t) + \frac{dQ_0(t)}{dt} \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} \frac{dq_i^u(t)}{dt} \cdot \gamma_{im} - \sum_{j \in J_m} \frac{dB_j(t)}{dt} \quad (m=1, 2, \dots, M) \end{aligned} \quad (5.3.12)$$

$$\begin{aligned} \frac{dL_m(t)}{dt} &= f_{M+m}[\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)] \\ &= \frac{dL_0(t)}{dt} \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} \left\{ \frac{dg_i(t)}{dt} + \frac{da_i^l(t)}{dt} \cdot v_i(t) + a_i^l(t) \cdot \theta_i(t) \right\} \cdot \delta_{im} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \sum_{k \in K_m} e_k(t) \cdot \left\{ \sum_{i \in F_k} \left(\frac{du_i^a(t)}{dt} \cdot v_i(t) + u_i^a(t) \cdot \theta_i(t) \right) \right\} \cdot \delta_{km} + \sum_{k \in K_m} \frac{de_k(t)}{dt} \cdot \left\{ \sum_{i \in F_k} u_i^a(t) \cdot v_i(t) \right\} \cdot \delta_{km} \\
& = \sum_i \alpha_{mi}^L(t) \cdot v_i(t) + \sum_i \beta_{mi}^L(t) \cdot \theta_i(t) + \frac{dL_0(t)}{dt} \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} \frac{dg_i(t)}{dt} \cdot \delta_{im} \\
& \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad (5.3.13)
\end{aligned}$$

$$\frac{dv_i(t)}{dt} = f_{2M+i}(\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)) = \theta_i(t) \quad (i=1, 2, \dots, N) \quad (5.3.14)$$

$$\frac{dv_{N+1}(t)}{dt} = f_{2M+N+1}(\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)) = V(L(t), \boldsymbol{\theta}(t)) \quad (5.3.15)$$

ただし、(5.3.12)式の第3式の $\alpha_{mi}^Q(t)$, $\beta_{mi}^Q(t)$ は、第2式を i に関して展開したときの v_i , θ_i の係数であり、(5.3.13)式の第3式の $\alpha_{mi}^L(t)$, $\beta_{mi}^L(t)$ も同様に第2式を i に関して展開したときの v_i , θ_i の係数である。なお、 I_m , K_m , F_k および J_m , G_j の定義より、 $\alpha_{mi}^Q(t)$, $\alpha_{mi}^L(t)$, $\beta_{mi}^L(t)$ は基準点 m よりも上流に位置する支川あるいは処理場に対応する地区 i に対してのみ非零の値をとり、 $\beta_{mi}^Q(t)$ は、これらの地区に加え基準点 m よりも上流に位置する取水点より取水している地区 i に対しても非零の値をとる。

つぎに、評価関数は(5.3.10)式に対応して、

$$\begin{aligned}
S &= \sum_{m=1}^M C_m \cdot Q_m(T) + \sum_{m=1}^M C_{M+m} \cdot L_m(T) + \sum_{i=1}^N C_{2M+i} \cdot v_i(T) + C_{2M+N+1} \cdot v_{N+1}(T) \\
&= 1 \cdot v_{N+1}(T) \longrightarrow \min \quad (5.3.16)
\end{aligned}$$

となる。したがって、

$$C_j = 0 \quad (j=1, 2, \dots, 2M+N), \quad C_{2M+N+1} = 1 \quad (5.3.17)$$

である。

また、随伴方程式系は(5.3.12)～(5.3.15)式より以下のようになる((5.3.5)式参照)。

$$\begin{aligned}
\frac{dZ_s}{dt} &= -\frac{\partial H}{\partial x_s} = -\sum_{j=1}^{2M+N+1} Z_j \cdot \frac{\partial f_j}{\partial x_s} = -\left\{ \sum_{m=1}^M Z_m \cdot \frac{\partial f_m}{\partial x_s} + \sum_{m=1}^M Z_{M+m} \cdot \frac{\partial f_{M+m}}{\partial x_s} + \sum_{i=1}^N Z_{2M+i} \cdot \frac{\partial f_{2M+i}}{\partial x_s} \right. \\
&\quad \left. + Z_{2M+N+1} \cdot \frac{\partial f_{2M+N+1}}{\partial x_s} \right\} = 0 \quad (S=1, 2, \dots, M) \quad (5.3.18)
\end{aligned}$$

$$\frac{dZ_{M+S}}{dt} = -Z_{2M+N+1} \cdot \frac{\partial V(L(t), \boldsymbol{\theta}(t))}{\partial x_{M+S}} \quad (S=1, 2, \dots, M) \quad (5.3.19)$$

$$\frac{dZ_{2M+S}}{dt} = -\left\{ \sum_{m=1}^M Z_m \cdot \alpha_{ms}^Q(t) + \sum_{m=1}^M Z_{M+m} \cdot \alpha_{ms}^L(t) \right\} \quad (S=1, 2, \dots, N) \quad (5.3.20)$$

$$\frac{dZ_{2M+N+1}}{dt} = 0 \quad (5.3.21)$$

$$\left. \begin{aligned}
\text{ただし、} \quad x_s &= Q_s(t) & (S=1, 2, \dots, M) \\
x_{M+s} &= L_s(t) & (S=1, 2, \dots, M) \\
x_{2M+s} &= v_s(t) & (S=1, 2, \dots, N) \\
x_{2M+N+1} &= v_{N+1}(t)
\end{aligned} \right\} \quad (5.3.22)$$

ここで、右端未定、すなわち最終期(T 年度)における状態変数の指定がないとすると、評価関数

(5.3.16) 式より

$$\left. \begin{aligned} Z_m(T) &= C_m = 0 & (m=1, 2, \dots, M) \\ Z_{M+m}(T) &= C_{M+m} = 0 & (m=1, 2, \dots, M) \\ Z_{2M+i}(T) &= C_{2M+i} = 0 & (i=1, 2, \dots, N) \\ Z_{2M+N+1}(T) &= C_{2M+N+1} = 1 \end{aligned} \right\} \quad (5.3.23)$$

となり ((5.3.6) 式参照)、これらと随判方程式系 (5.3.18) ~ (5.3.21) 式より、つぎの方程式系を得る。

$$\left. \begin{aligned} Z_m(t) &= 0 & (m=1, 2, \dots, M) \\ Z_{2M+N+1}(t) &= 1 \\ \frac{dZ_{M+m}(t)}{dt} &= -\frac{\partial V(L(t), \theta(t))}{\partial x_{M+m}}, Z_{M+m}(T) = 0 & (m=1, 2, \dots, M) \\ \frac{dZ_{2M+i}(t)}{dt} &= -\sum_{m=1}^M Z_{M+m}(t) \cdot \alpha_{mi}^L(t), Z_{2M+i}(T) = 0 & (i=1, 2, \dots, N) \end{aligned} \right\} \quad (5.3.24)$$

ゆえにハミルトン関数は、

$$\begin{aligned} H &= \sum_{m=1}^M Z_m \cdot f_m + \sum_{m=1}^M Z_{M+m} \cdot f_{M+m} + \sum_{i=1}^N Z_{2M+i} \cdot f_{2M+i} + Z_{2M+N+1} \cdot f_{2M+N+1} \\ &= \sum_{i=1}^N h_i(t) \cdot \theta_i(t) + V(L(t), \theta(t)) + k(t) \end{aligned} \quad (5.3.25)$$

となる。ただし、

$$h_i(t) = \sum_{m=1}^M Z_{M+m}(t) \cdot \beta_{mi}^L(t) + Z_{2M+i}(t) \quad (5.3.26)$$

$$k(t) = \sum_{m=1}^M Z_{M+m}(t) \cdot \left\{ \sum_{i=1}^N \alpha_{mi}^L(t) \cdot v_i(t) + \frac{dL_0(t)}{dt} \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} \frac{dg_i(t)}{dt} \cdot \delta_{im} \right\} \quad (5.3.27)$$

こうして、第2節で定式化した経年的水資源配分モデルの最大原理による解法は以下のようになる。すなわち、制約条件 (5.2.18)、(5.2.19) 式を満たす区分的に連続なベクトル関数を $\theta(t)$, $0 \leq t \leq T$ とするとき、評価関数 (5.3.16) 式が初期条件 $x(0) = x^0$ なるプロセス (5.3.12) ~ (5.3.15) 式において最小となるための必要条件は、(1)で述べたことから、(5.3.24) 式を満たす非零の連続な補助ベクトル $Z(t)$ が存在し、かつベクトル $\theta(t)$ を $0 \leq t \leq T$ なるすべての t において (5.3.25) 式のハミルトン関数に最小値を与えるように選ぶこととなる。この (5.3.25) 式を最小とする最適操作ベクトル $\theta^*(t)$, $0 \leq t \leq T$ が図-5.3.2のアルゴリズムによって求められる。なお、本モデルの場合補助ベクトルは、

$$Z(t) = (\underbrace{0, \dots, 0}_M, \underbrace{Z_{M+1}, \dots, Z_{2M}}_M, \underbrace{Z_{2M+1}, \dots, Z_{2M+N}}_N, 1) \quad (5.3.28)$$

で $M+N$ 個の未知初期条件の補助変数がある。

ここで、ハミルトン関数 H を最小とする操作ベクトル $\theta(t)$ を求める問題について考察する。この問題は、年度 t において、状態方程式系 (5.3.12) ~ (5.3.15) 式および随判方程式系 (5.3.18) ~ (5.3.21) 式より状態ベクトル $x(t)$ 、補助ベクトル $Z(t)$ が既知であるから、(5.2.18)、(5.2.19) 式の制約条件と $\theta_i \geq 0$ ($i=1, 2, \dots, N$) なる非負条件のもとで目的関数、すなわち (5.3.25) 式の $\theta_i(t)$ を陽に含んでいる項

$$H = \sum_{i=1}^N h_i(t) \cdot \theta_i(t) + V(L(t), \theta(t)) \quad (5.3.29)$$

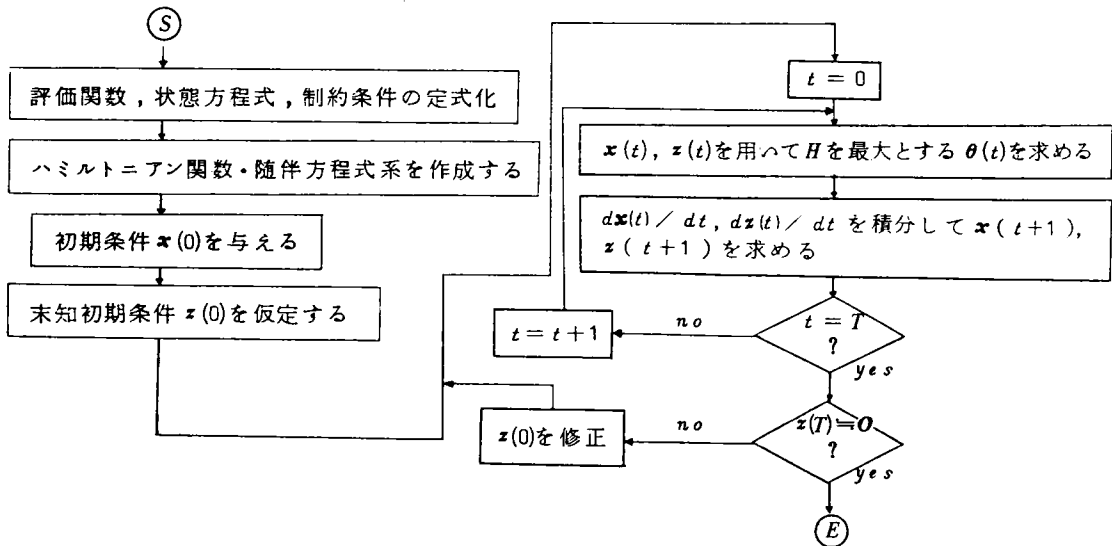


図- 5.3.2 最大原理によるモデルの解法

を最小とする $\theta(t)$ を求める問題となる。

ところが、目的関数 H は互いにトレード・オフの関係にある複数の目標の不達成度を示す不効用関数 V を含んでいる。そこで、この問題は目標計画法により定式化されねばならない。¹⁸⁾

まず、目標制約式は不効用関数 (5.2.2.5) 式に含まれる各個別の目標 (5.2.2.0)、(5.2.2.1)、(5.2.2.2) 式より、

$$J_j - y_j^+ + y_j^- = J_j^S, \quad J_j \geq J_j^P \quad (j=1, 2) \quad (5.3.3.0)$$

$$J_{2+m} - y_{2+m}^+ + y_{2+m}^- = J_{2+m}^S, \quad J_{2+m} \leq J_{2+m}^P \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad (5.3.3.1)$$

$$\varphi_1 \cdot y_1^- = \varphi_2 \cdot y_2^- = \varphi_3 \cdot y_3^+ = \dots = \varphi_{2+M} \cdot y_{2+M}^+ \quad (5.3.3.2)$$

となる。ただし、 J_j^S, J_j^P はそれぞれ各目標の満足水準、許容水準であり、

$$\varphi_k = \frac{|J_{2+M}^S - J_{2+M}^P|}{|J_k^S - J_k^P|} \quad (k=1, 2, \dots, M+2) \quad (5.3.3.3)$$

である。こうして、目的関数 (5.3.2.9) 式の最小化問題は、(5.3.3.0) ~ (5.3.3.2) 式の目標制約式および (5.2.1.8)、(5.2.1.9) 式の問題固有の制約式のもとで、次式で与えられる評価関数を最小とする操作ベクトル $\theta(t)$ を求める問題となった。

$$\sum_{i=1}^N h_i(t) \cdot \theta_i(t) + y_{2+M}^+ \longrightarrow \min \quad (5.3.3.4)$$

結局ハミルトン関数 H を最小とする操作ベクトル $\theta(t)$ を求める問題は、線形計画法を $M+N$ 個の未知パラメータ ($Z_{M+1}(0), \dots, Z_{2M}(0), Z_{2M+1}(0), \dots, Z_{2M+N}(0)$) に対し T 回解くことになる。

最後に、随伴方程式 (5.3.1.9) 式における不効用関数 $V(L(t), \theta(t))$ の偏微分 $\partial V(L(t), \theta(t)) / \partial x_{M+s}$ について述べておく。(5.3.2.2) 式に示したように $x_{M+s}(t) = L_s(t)$ ($s=1, 2, \dots, M$) であるから、 $\partial V / \partial x_{M+s}$ は以下のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{i) } V = \frac{|J_{2+m}^S - J_{2+m}|}{|J_{2+m}^S - J_{2+m}^P|} \text{ のとき } \frac{\partial V}{\partial x_{M+S}} = \frac{1}{|J_{2+m}^P - J_{2+m}^S|} \\ \text{ii) } V \neq \frac{|J_{2+m}^S - J_{2+m}|}{|J_{2+m}^S - J_{2+m}^P|} \text{ のとき } \frac{\partial V}{\partial x_{M+S}} = 0 \end{array} \right\} \quad (5.3.35)$$

第4節 水資源配分過程モデルの限界と拡張

(1) 制約条件の多様化にともなう問題

第2節で、社会・経済効果の最大化と河川水質に与える影響の最小化という互いにトレード・オフの関係にある2種の達成目標を同時に評価した多目的評価のもとで、いつ、どの地区に、どれだけの水資源を配分するかという適正水資源配分過程モデルが制御プロセスとして定式化し得ることを明らかにした。

すなわち、L字型効用関数の適用により、上述の2種の目標のバランスよい達成を目指す評価関数を導出した。そして、河川の基準点の流量、流下負荷量を状態変数、各地区への水資源配分量の年次変化（年増加量）を操作変数として、流域全体での水資源開発量（年増加量）などを制約とした制御プロセスとしてモデル化した。

さらに、第3節でこのモデルの最大原理によるアルゴリズムを導いた。

ところで、モデルにおいては制約条件として操作変数に係わる条件のみを考えた（（5.2.18）、（5.2.19）式）。これは、第2節(4)b)で述べたように、状態変数（流量、流下負荷量）に係わる制約を課すことはアルゴリズムを極度に複雑なものとし、その求解がほとんど不可能になることを解消するためである。しかし、実際の水資源の配分に当っては種々の制約が課せられることが多く、このような制約条件の多様化（とくに状態変数に係わる制約の付加）にも対処する方法を考えておく必要がある。以下に説明する目標計画法による配分モデルはその一つの有効な方法と考えられる。

このモデルは、第2節(2)で導いた河川の基準点の流量および流下負荷量を各地区への水資源配分量の関数として記述する関係式（（5.2.8）、（5.2.9）式）をもとに、①確保流量、②水資源開発量、③各地区への水資源配分量の上、下限、を制約とし、第2節と同様の多目的評価を表わす不効用関数（（5.2.25）式）を最小化する最適化問題として定式化したものであり、解法として目標計画法（Goal Programming）が適用できる。¹⁴⁾

ただし、この目標計画法によるモデル（以下GPモデルと呼ぶ）は、制約条件や各目標の許容水準、満足水準の設定において各計算年度間の関連を考慮することができるものの、基本的には単年度での水資源の適正空間配分モデルであり、経年的な水資源配分過程、すなわち時間配分を求めることはできない。この水資源の時間配分に関しては第2節で定式化したモデル（解法として最大原理（Maximum Principle）を使用しているので以下MPモデルと呼ぶ）が有効であることはいうまでもない。

すなわち、MPモデルは対象期間全体で評価した適正水資源配分過程を求めるモデルであるが、多様な制約を課すことはできないのに対し、GPモデルは多様な制約を課すことはできるが、単年度での水資源の適正地域配分を求めるモデルであり、時間的な配分過程を求めることはできないという特性をもつ。

そこで、以下では、各モデルの特性を活かして両モデルを組合せることにより水資源の時間的、空間的適正配分を求めるプロセスを提示する。

(2) MPモデルとGPモデルの結合

まず、対象流域の取排水システムに基づいて地区を統合する（例えば上、中、下流域、本川右、左岸）。このことにより配分地区数の減少を計るとともに、目標ならびに制約条件もその種類、個数を減らし、MPモデルにより対象期間全体で評価した時間的適正配分パターンを算定する。ついで、この結果をひとつの制約（または目標）として期間内の各単年度での空間的適正配分（各需要ブロックへの適正配分）を、詳細な目標、現実的制約条件のもとでGPモデルにより求める。こうした一連のプロセスによって両モデルを結合するのである。

(3) 沿岸海域も含めた取排水システムへの拡張

また、本章では、流域が水資源の開発・配分の基本単位として認識されることが多いため、一流域の河川システムを対象とし、河口をはじめとする河川の基準点での流下負荷量を評価することによって、ひとつの閉じたシステムとしての水資源配分を検討した。しかし、河川の終端が海域につながることを考えれば沿岸海域も含めた取排水域システムを対象として配分を考える必要があると考えられ、さらには、沿岸海域に複数の河川が流入するような場合には、これら全てを含めたより広域的な取排水域システムへと視点を拡大していく必要があろう。こうした視点にたつと、河川水質のみならず海域の水質保全も水資源配分計画の重要な計画目標となり、海域の水質に与える影響をも考慮して水資源配分計画を策定することが必要となる。

この場合、各流域はそれぞれの水系の水質保全をはかる責任を課せられるとともに、他の流域の配分計画を考慮して海域の水質保全を行う責任の一端をも課せられていると考えることができる。このことは、各流域が単独で配分計画を策定するのではなく、流域間での計画案の調整というプロセスを経て最終計画案の決定を行う必要があることを意味している。

このような計画案の調整プロセスを記述するには、海域の水質を管理し、かつ対象流域群全体での社会・経済活動の増進をはかる主体として海域管理者なる存在を想定し、この主体を上位レベル、各流域、すなわち流域独自の社会・経済活動の活発化をはかる主体を下位レベルとした2階層システムとして水資源配分問題をとらえる必要がある。そのモデル化および解の導出にあたっては、分解原理によるアプローチが²⁰⁾有効と考えられる。

第5節 結 言

従来、水資源の地域配分は、社会・経済活動の発展を主眼とした地域活動計画の結果生じた需要に応じてなされてきたきらいがある。この結果、水需要の増大およびその地域的、時間的偏在が生じ、それに見合う新規水資源開発の自然的、社会的制約による立遅れにより、渇水の影響を受け易い水利用構造、慢性的水不足といった水資源の量的問題が生じる地域が多くなってきた。さらに、下水道のような環境保全施設の整備状況に係わらず、需要がありさえすれば水資源の配分を行ってきたため、

河川・湖沼・海域の汚濁といった水資源の質的問題が顕在化した地域も多い。

このため、本章では、社会・経済効果の増進と環境保全とのトレード・オフに注目し、社会・経済効果による評価と同時に河川水質に与える影響も評価とした多目的評価のもとで、水資源開発量の各需要地区への適正配分をはかるモデルを構成した。

第2節では、水資源を配分することによる社会・経済効果の最大化と河川水質に与える影響の最小化という互いにトレード・オフの関係にある2種の目標をバランスよく達成するような水資源配分過程モデルを、最適制御問題として定式化した。そして、第3節では、この最適制御問題の解法を最大原理により定式化し、この解法が線形目標計画法の繰り返し計算に帰着できることを示した。ついで、第4節では、第2節で定式化したモデルの特性、限界についての考察から、目標計画法による水資源の地域配分モデルとの組合せによる水資源の時間的（経年的）、空間的（地域的）適正配分を求めるプロセスおよび沿岸海域も含めた取排水システムへの拡張の方向について言及した。こうして、本章では次の成果を得た。

L字型の効用関数を導入することにより、社会・経済効果の最大化と河川水質に与える影響の最小化という互いにトレード・オフの関係にある2種の目標をバランスよく満足するような各地区への水資源配分を求めるモデルが、数理計画法により定式化することができ、当該問題に対するモデル分析が可能となった。

すなわち、種々の水資源開発の年次的増加パターンを設定し、そのもとでの適正水資源配分過程を求めることにより、各地区への配分量ならびに河川の基準点の水質からみた開発量の年次的増加パターンの評価ができ、また、下水道整備率などのパラメータ（定数）の変化が水資源配分過程にどのような影響を与えるかの分析も可能となった。

最後に、本章では水資源の配分対象を都市用水に限り農業用水は対象外とした。このため配分の単位期間は年とし、また発生汚水量は近似的に水資源配分量に等しいとした。さらに、農水は水利権などで定められた一定量を取水し、この取水量は各支川の自然流量の一部として還元されるものと考えた。しかし、水資源の配分対象を農水まで広げた場合は、一年をかんがい期、非かんがい期に分けるなど、単位期間を細かくする必要があるとともに、各ブロック内での水の貯留（次期への持ち越し）、損失（蒸発散、地下浸透）などを考慮した水資源配分モデルを設定する必要がある。このためには、流域内の水の循環機構の把握およびそのモデル化がさらに必要となろう。

参 考 文 献

- 1) Earl O. Heady, Howard C. Madsen, Kenneth J. Nicol and Stanley H. Hargrove: National and Interregional Models of Water Demand, Land Use and Agricultural Policies, Water Resources Research, Vol. 9, No. 4, 1973
- 2) Huntington S. Swanson, Charles S. Beightler and Dom T. Phillips: Optimization of Water Allocation Decision Affecting Estuarine Ecology, Water Resources Bulletin, Vol. 7-4, 1971

- 3) Jona Bargur : Dynamic Multisector Programming Approach to Regional Water Resource Management, Water Resources Research, Vol.8, №4, 1972
- 4) Nathan Buras : Scientific Allocation of Water Resource, American Elsevier, 1972
- 5) 春名攻、岡田憲夫：広域利水における水配分計画モデルに関する一考察、土木学会論文報告集、第211号、1973
- 6) 合田健、末石富太郎、住友恒：工業用水計画における水量・水質配分について、土木学会論文報告集、第134号、1966
- 7) 吉川和広、岡田憲夫：非線形計画モデルによる1水系における広域的・多面的水配分問題に関する一分析、土木学会論文報告集、第247号、1976
- 8) 三好逸二、関王和、吉川勝秀、朴栄秀：流域における水循環の把握と水資源の配分に関する研究、土木学会論文報告集、第269号、1978
- 9) 萩原清子、萩原良巳：沿岸海域への汚濁インパクトを考慮した地域水配分計画、地域学研究第7巻、日本地域学会、1977
- 10) 萩原良巳、中川芳一：下水道整備計画に関するシステム論的研究Ⅵ——とくに水環境からみた支流域水配分について——、第12回衛生工学研究討論会講演論文集、1976
- 11) 萩原良巳、中川芳一、辻本善博：下水道整備計画に関するシステム論的研究Ⅶ——とくに下水道整備率をパラメータとしたときの支流域水配分について——、第13回衛生工学研究討論会講演論文集、1977
- 12) 萩原良巳、中川芳一、辻本善博：多目標水資源配分過程に関する研究、第1回土木計画学研究発表会講演集、1979
- 13) Watanabe, H., Nakagawa, Y., and Hagihara, Y. : A Study of Multi-Objective Aspect of Dynamic Water Resource Allocation, Papers of the Regional Science Association, Vol. 46, 1981
- 14) 萩原良巳、中川芳一、渡辺晴彦：河川環境を考慮した流域内水資源配分に関する研究、NSC研究年報 Vol. 7、№1、1979
- 15) L.T.Fan : The Continuous Maximum Principle, John Wiley & Sons, 1966
- 16) Denn, M.M. : The Optimization of Complex Systems, Ph.D. Thesis, University of Minnesota, 1964
- 17) J.L.Cohon and D.H.Marks ; A Review and Evaluation of Multiobjective Programming Techniques, Water Resources Research, Vol. 10, №4, 1974
- 18) 伏見多美雄、山口俊和：複数の目標をバランスよく達成するための数理計画的な方法、経営科学第19巻第2号、1975
- 19) ヴェ・ゲ・ボルチャンスキー：最適制御の数学的方法、総合図書、1969

- 20) 渡辺晴彦、萩原良巳、中川芳一：分解原理による水質保全を考慮した地域水配分、土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第4部、1979
- 21) 萩原良巳、中川芳一、蔵重俊夫：準線形化手法の適用による農業用水を考慮した流域水循環システム解析、NSC研究年報、Vol. 8、No. 1、1980

第6章 利水用貯水池群運用計画に関する研究

第1節 緒 言

第3章から第5章において、水資源の開発・配分計画モデルに関する研究、すなわち開発施設計画、利水安全度評価、(空間的、経年的)配分計画モデルの構成を行ってきたが、それらは、主に計画レベルでの検討であるため、その開発、配分量は年平均的な定常状態もしくはある非超過確率を固定した状態での取り扱いであった。一方、現実の河川流況のもとでこの開発量を開発し、配分量の安定供給をはかるためには、開発施設の管理、すなわち運用計画の策定が必要となる。とくに、近年の河川利用率の上昇に伴い、既存の水資源開発施設間、既存施設と新規施設との統合運用により河川の水利用の高度化をはかる水資源開発計画が必要とされる場合も多く、水資源の安定供給をはかり、渇水時の水不足による被害の軽減を目的とする貯水池群の低水管理はますます重要となってきた。このため、本章では、利水用貯水池群の運用計画、とくに渇水時の運用計画問題に関する研究を行う。

すなわち、この問題を第4章第3節で定義した管理安全度を基準とした貯水池群の統合運用計画問題としてとらえ、渇水時の水不足による被害を最小とする貯水池群の最適(統合)操作ルールを探索するモデルを構成する。

渇水時の水不足による被害(以下渇水被害と記す)の軽減をはかる貯水池群の統合操作の決定問題は、評価関数としての渇水被害を最小とするような貯水池放流量の空間的、時間的配分を決定する最適制御問題として捉えられる。このとき、①最適操作ルール決定のためのモデルの設定、②渇水被害を表わす評価関数の設定、③将来の貯水池流入量系列の予測および設定、の3問題が主要な検討課題となる。

このため、以下、第2節で貯水池流入量を貯水池群による流況制御システムの確率入力変数として捉え、評価関数の期待値最小という評価基準のもとで貯水池群最適操作ルールを決定するモデルを確率DP(Dynamic Programming)により定式化し、解法のアлゴリズムを導く。ついで、第3節で貯水池群の操作目的を考察し、具体的に評価関数を定式化し、第4節で運用計画の策定目的に応じた将来貯水池流入量の予測・設定の方法を提案する。最後に、第5節で本章の結果を総括する。

第2節 貯水池群最適操作モデルの確率DPによる定式化

本節では貯水池群の最適操作ルールを決定するモデルを定式化する。このため、まず、(1)でモデル化の方針を明確にし、(2)でモデルを定式化する。さらに、(3)でこのモデルの解法のアлゴリズムを導き、決定されたルールによる貯水池群の運用プロセスに言及する。

(1) モデル化の方針

貯水池群の統合操作過程が多段決定過程であることに注目すると、最適操作ルールはこの過程の最適化として構成され、その決定にはDP(Dynamic Programming)が適用できる。貯水池(群)による水量制御問題へのDPの適用は電子計算機の発達に¹⁾²⁾³⁾ともない急速に展開されてきており、近年では、貯水池流入量を確率的に捉え確率DPを適用した研究⁴⁾⁵⁾やCCDP(Chance Constrained

Dynamic Programming)を適用した研究⁶⁾、さらには、水資源システムの大規模化にともなう計算上の次元や演算時間の増大に対処するためDDDP法⁷⁾(Discrete Differential Dynamic Programming)、DCL手法⁸⁾(Dynamic Programming Coupled with Linear Programming)の開発、ダム群の合成や逐次近似法による次元の節約化および期間分割法などによる記憶容量の減少をはかった研究⁹⁾もなされている。

ここでは、降水現象や流出現象の不確定性に起因する貯水池流入量の決定論的予測の困難性、および流入量系列の変動に対する操作ルールの適応性より貯水池流入量を確率変数として捉える。すなわち、貯水池流入量を確率入力変数とする確率的流況制御システムと認識するのである。そして、このシステムの最適操作ルールを決定する問題を確率的制御システムの多段決定問題として構成し、その定式化および解法に確率DPを用いる。

このとき、第1節で述べたように貯水池群操作の目的を河川流量の安定供給をはかり洪水被害を軽減させることとするため、第3節で後述するように評価関数は評価地点流量の関数として表わされるとする。

(2) モデルの定式化

(a) 利水システムのモデル化

貯水池をもつ河川の利水システムをモデル化する場合、貯水池および評価地点(取水地点)の位置関係が重要となる。ここでは、第4章第4節(3)と同じく、並列、直列の貯水池位置関係を含み、かなり一般性を有している図-6.2.1の利水システムを対象とする。

このシステムを貯水池群による確率的流況制御システムとして捉えれば、入力変数は貯水池1、2の流入量 $Q_1^I(t)$ 、 $Q_2^I(t)$ および残流域流入量 $q(t)$ であり、これらは確率入力変数である。また、状態変数は貯水量 $S_1(t)$ 、 $S_2(t)$ 、 $S_3(t)$ 、決定変数は貯水池目標放流量 $G_1(t)$ 、 $G_2(t)$ 、 $G_3(t)$ 、出力変数は貯水池実放流量 $Q_1^O(t)$ 、 $Q_2^O(t)$ 、 $Q_3^O(t)$ および評価地点流量 $Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ となる。

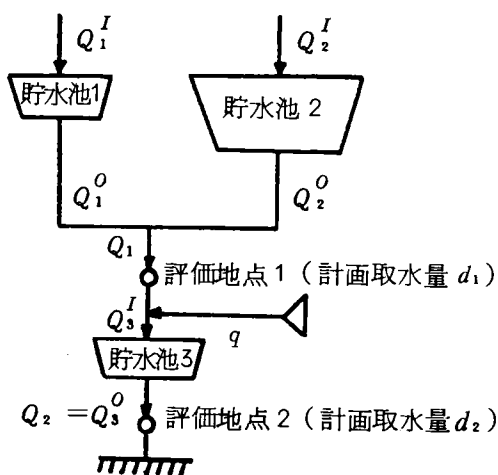


図-6.2.1 利水システム・モデル

(b) 変数間の関係式

確率DPでは貯水量、流入量などはもちろん時間も離散化して扱う。いま、全制御期間を T 個に等分して、順に期間 1, 2, ..., t , ..., T と番号をつける。そして、第 t 期期首の貯水量を $S_i(t)$ 、第 $t+1$ 期期首すなわち第 t 期末の貯水量を $S_i(t+1)$ とし、他の変数、たとえば貯水池流入量 $Q_1^I(t)$ などは第 t 期での値を示すものとする。なお、モデルの定式化に用いる変数の記号を表-6.2.1

にまとめておく。

表-6.2.1 変数記号表

変 数 記 号	変 数 内 容
$Q_i^l(t), i=1,2,3$	t 期の貯水池 i の流入量
$q(t)$	t 期の残流域流量
$S_i(t), i=1,2,3$	t 期期首の貯水池 i の貯水量
$G_i(t), i=1,2,3$	t 期の貯水池 i の目標放流量
$Q_i^o(t), i=1,2,3$	t 期の貯水池 i の (実) 放流量
$V_i, i=1,2,3$	貯水池 i の貯水容量
$d_j(t), j=1,2$	t 期の評価地点 j の計画取水量
$Q_j(t), j=1,2$	t 期の評価地点 j の流量
$R_j(t), j=1,2$	t 期の評価地点 j からの流下量

以上の設定のもとに利水システムのモデル図 (図-6.2.1) より変数間の関係式を作成する。

まず、貯水池における第 t 期の水量連続式は以下となる。

$$S_i(t+1) = S_i(t) + Q_i^l(t) - Q_i^o(t) \quad (i=1, 2, 3) \quad (6.2.1)$$

ここで (実) 放流量 $Q_i^o(t)$ は貯水量 $S_i(t)$ 、流入量 $Q_i^l(t)$ 、貯水池容量 V_i および目標放流量 $G_i(t)$ によって決定されるものとし、この放流ルール $Q_i^o = \varphi(S_i, Q_i^l, V_i, G_i)$ は線形決定ルールによるとする。線形決定ルールとは、第4章第4節(2)で詳述したように、目標放流量を放流すると仮定したときの t 期末の仮想の貯水量 $\theta_i(t)$ ($\theta_i(t) = S_i(t) + Q_i^l(t) - G_i(t)$) を求め、この $\theta_i(t)$ が負となり目標放流ができない場合は流入量だけを放流し ($Q_i^o(t) = Q_i^l(t)$)、 $\theta_i(t)$ が V_i 以上となるときは目標放流以外に無効放流が生じ ($Q_i^o(t) = G_i(t) + (\theta_i(t) - V_i)$)、それ以外の場合 ($0 \leq \theta_i(t) \leq V_i$) は目標放流量を放流する ($Q_i^o(t) = G_i(t)$) というものである。

つぎに、評価地点1、2の流入量 $Q_1(t)$ 、 $Q_2(t)$ 、貯水池3の流入量 $Q_3^l(t)$ は、一般に単位の制御期間に較べて流下に要する時間があるかに小さいため、流下時間遅れは無いものとして、

$$Q_1(t) = Q_1^o(t) + Q_2^o(t) \quad (6.2.2)$$

$$Q_3^l(t) = R_1(t) + q(t) \quad (6.2.3)$$

$$Q_2(t) = Q_3^o(t) \quad (6.2.4)$$

と表わす。ここで、評価地点における取水ルールは、流入量 $Q_j(t)$ が計画取水量 $d_j(t)$ 以上の場合には計画取水量を取水し、計画取水量以下の場合には取水量=流量とする。すなわち評価地点からの流下量 $R_j(t)$ を次式で定式化する。

$$R_j(t) = \begin{cases} Q_j(t) - d_j(t); & Q_j(t) \geq d_j(t) \text{ のとき} \\ 0 & ; Q_j(t) < d_j(t) \text{ のとき} \end{cases} \quad (j=1, 2) \quad (6.2.5)$$

なお、取水された水の還元に要する時間も単位制御期間に較べて小さいと考えられることより、評価地点での取水量はその地点より下流の残流域流入量として、その期のうちに本川に還元されるとしている。

(c) 関数方程式

システムの制御目的は、前述したように評価地点流量 $Q(t) = (Q_1(t), Q_2(t))$ の関数として表わされる評価関数 $D(Q(t))$ (その具体化は後述する) の制御期間 T での総和を最小化することである。しかし、貯水池流入量などを確率入力変数としたため出力変数である評価地点流量も確率変数となり、この流量の関数である評価関数は確率分布をもつ。そこで、評価関数の期待値を最小化することを目的とする。すなわち、

$$J = \sum_{t=1}^T E[D(Q(t))] \rightarrow \min \quad (6.2.6)$$

となるような最適制御過程 (貯水池群の最適操作ルール) を決定する。

いま、第 t 期において貯水量が $S_i (i=1, 2, 3)$ のとき、貯水池流入量 $Q'_i(t)$, $Q'_2(t)$ 、残流域流入量 $q(t)$ の確率変動を考慮して、それ以降最終期までの評価関数の期待値 $f_t(S_1, S_2, S_3)$ を最小化するように第 t 期の貯水池目標放流量 $G_i(t) (i=1, 2, 3)$ を決定するものとする、(6.2.6) 式の構造および最適性の原理より以下の関数方程式が成立する。

$$f_t(S_1, S_2, S_3) = \min_{G(t)} \sum_I [D(Q(t)) + f_{t+1}(S'_1, S'_2, S'_3)] \cdot P_t(I) \quad (6.2.7)$$

ここに $G(t) = (G_1(t), G_2(t), G_3(t))$, $I = (Q'_1, Q'_2, q)$ であり、 $P_t(I)$ は第 t 期における入力変数 I の (3変数同時) 確率分布であり、時間的には互いに独立であるとしている。また、 $S'_i (i=1, 2, 3)$ は第 t 期の貯水量を S_i 、流入量を Q'_i 、目標放流量を G_i としたときの第 $t+1$ 期の貯水量であり、(6.2.1) 式より算定される。

関数方程式 (6.2.7) 式の内容は次のようである。第 t 期において各貯水池貯水量が S_1, S_2, S_3 のとき目標放流量を G_1, G_2, G_3 と決めたとする。この t 期における入力、すなわち貯水池流入量 Q'_1, Q'_2 、残流域流入量 q は確率変数であり、実際にどのような流入量があるかは確定できないが、もし $I = (Q'_1, Q'_2, q)$ という流入量があったとすると、(6.2.1) 式より $t+1$ 期の貯水量 S'_1, S'_2, S'_3 が求められる。いま、 $t+1$ 期において貯水量が S'_1, S'_2, S'_3 のとき、それ以降最終期までの評価関数の最小値は $f_{t+1}(S'_1, S'_2, S'_3)$ と表現できるから、 t 期において目標放流量を G_1, G_2, G_3 とし、流入量が I と考えたとき、最終期までの評価関数の値は、

$$D(Q(t)) + f_{t+1}(S'_1, S'_2, S'_3) \quad (6.2.8)$$

となる。この式より、流入量の確率分布 $P_t(I)$ に対応した評価関数の期待値は、

$$\sum_I [D(Q(t)) + f_{t+1}(S'_1, S'_2, S'_3)] \cdot P_t(I) \quad (6.2.9)$$

と表わせ、これに最小値を与えるように各貯水池の目標放流量を決定し、この期待値の最小値を $f_t(S_1, S_2, S_3)$ とするわけである。こうして決定された目標放流量を最適目標放流量 G_1^*, G_2^*, G_3^* とよぶが、上述したことから、第 t 期の最適目標放流量 $G^*(t) = (G_1^*(t), G_2^*(t), G_3^*(t))$ は、その期の各貯水池貯水量 $S_i(t) (i=1, 2, 3)$ の組合せの各々に対して決定される。

このように第 t 期と第 $t+1$ 期との関係を示す関数方程式は (6.2.7) 式で定式化された。しかし、最終期 T においては、通常期末、すなわち $T+1$ 期首における各貯水池貯水量 $S_i(T+1) (i=1, 2, 3)$ が、それ以後の運用のためにある目標貯水量 $\bar{S}_i (i=1, 2, 3)$ 以上になることが必要とされる。そこで、制御終端でのこの要求を次式で定義されるようなペナルティ W として評価に組み込むこととする。

すなわち、

$$W(S_1, S_2, S_3) = w \cdot \sum_{i=1}^3 W_i(S_i)$$

$$W_i(S_i) = \begin{cases} (\&_i - S_i(T+1))^2, & \&_i > S_i(T+1) \text{ のとき} \\ 0, & \&_i \leq S_i(T+1) \text{ のとき} \end{cases} \quad (i=1, 2, 3) \quad (6.2.10)$$

ここに、 w は第 T 期末での貯水量の不足によって生じる損失を渇水被害 $D(Q(t))$ と対比させたときの換算係数であり、ペナルティー係数と呼ぶ。こうして、最終期 T における関数方程式は以下のように定式化できる。

$$f_T(S_1, S_2, S_3) = \min_{G^*(T), I} \sum [D(Q(T)) + W(S'_1, S'_2, S'_3)] \cdot P_T(I) \quad (6.2.11)$$

以上確率 DP による貯水池群最適操作モデルの定式化を行ったが、この方法によると、決定論的な DP とは異なり、入力が確率変数であるため第 t 期においてある貯水状態 $\{S_1(t), S_2(t), S_3(t)\}$ から出発したときの最終期までの最適目標放流量系列 $\{G^*(t), G^*(t+1), \dots, G^*(T)\}$ は定まらず、第 t 期における最適目標放流量 $G^*(t)$ が貯水状態に応じて決まるのみである。しかも、第 t 期での実際の入力 $I(t)$ が与えられ、 $t+1$ 期の貯水状態 $\{S_1(t+1), S_2(t+1), S_3(t+1)\}$ が判明したとき始めて第 $t+1$ 期における最適目標放流量 $G^*(t+1)$ が決定されるわけである。すなわち、各期において各貯水状態に応じて最適目標放流量を逐次決定していくものであり、この決定の際には最終期までの流入量の確率分布を情報として用いていることになる。このことから、ここで定式化したモデルは流入量予測を用いたフィード・フォワード制御による確率制御モデルであると言えよう。

(3) 貯水池群運用プロセスとアルゴリズム

(a) 運用プロセスとアルゴリズム

(2) で定式化したモデルを用いて貯水池群を運用していくプロセスは、次の 2 つのステップに分けられる。

① 最適な貯水池群操作ルールの決定

② ① のルールのもとでの運用

ステップ①は、図-6.2.2 に示すように、運用開始時点 ($t=1$) から終了時点 ($t=T$) までの

各期の流入量の確率分布 $P_t(I)$

および計画取水量 $d_j(t)$ を入力として、

(2) で定式化した確率 DP モデルによって各期の貯水状態 (各

貯水池貯水量の組合せ) $\{S_1(t),$

$S_2(t), S_3(t)\}$ の各々に応じた最

適目標放流量を逐次決定するステ

ップである。このため、このステ

ップの解法としては後進型 DP の

方法が有力である。この方法によ

ると各変数を離散化して数値計算

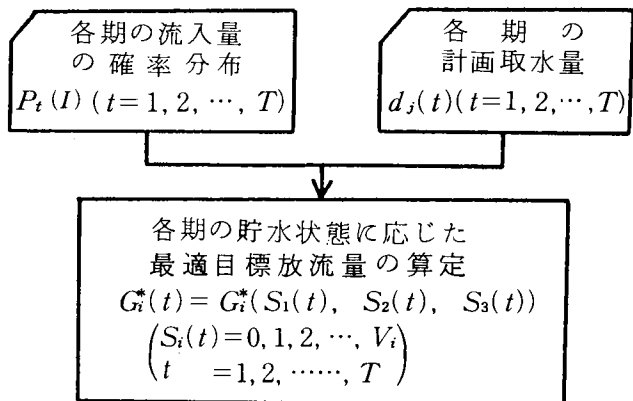


図-6.2.2 最適操作ルールの決定

により終期から出発して一期毎に $f_t(S_1, S_2, S_3)$ を計算し、関数方程式 (6.2.7) 式の右辺を最小とする最適目標放流量を決定していくこととなる。この任意の第 t 期において貯水池の任意の貯水状態 $\{S_1(t), S_2(t), S_3(t)\}$ に応じて最適目標放流量 $G^*(t)$ を決定する最適操作ルール求解のアルゴリズムの概要を図-6.2.3に示す。ステップ②は、ステップ①で決定された最適操作ルールにの

つとり実際の流入量系列に対応して貯水池を運用するステップであり、運用は以下のように行う (図-6.2.4)。ステップ①の結果、各期 ($t=1, 2, \dots, T$) 毎に貯水状態 $\{S_1(t), S_2(t), S_3(t)\}$ 別の最適目標放流量が定められているので、 t 期首の各貯水池貯水量よりその期の最適目標放流量が選定でき、これと t 期の実流入量のもとで貯水池の運用を行う。 t 期での運用の結果、 t 期末すなわち $t+1$ 期首の各貯水池の貯水量が定まり $t+1$ 期の最適目標放

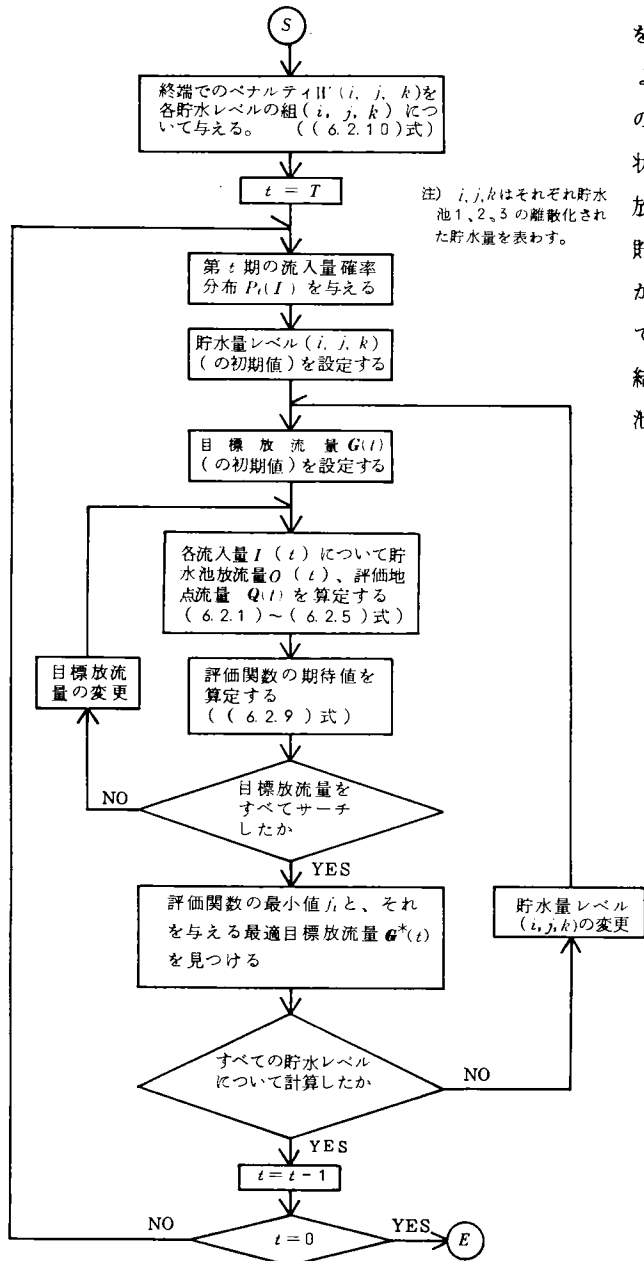


図-6.2.3 最適操作ルール求解のアルゴリズム

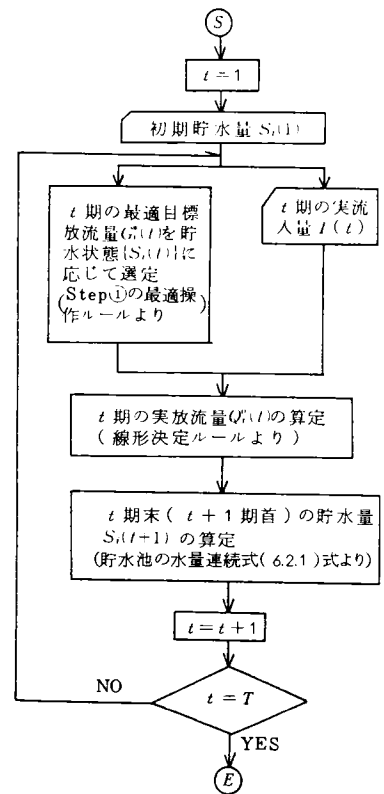


図-6.2.4 貯水池群運用

流量が選定できる。このようにして最適目標放流量を貯水池の貯水状態に応じて逐次選定して行けば、第1期から最終期までの評価関数の総和、すなわち期間中の渇水被害を最小とする貯水池群の運用が行われたことになる。

(b) 計算上の諸問題の検討

(2)で行った貯水池群による最適確率制御の定式化はDPの3次元定式化であり、図-6.2.3に示したアルゴリズムにより、3次元問題として解くことで貯水池群の統合操作を考慮することになるわけである。ところで、一般にDPの分野においては多次元性の問題がある。これは端的に言えば次元数が多くなることによって計算の実行可能性に限界が生じるということである。もちろんDPの計算は電子計算機によって行うわけであるが、次元数の増加とともに必要記憶容量は幾何級数的に増加し、それと同時に計算時間も飛躍的に長くなるという問題が生じる。

これらの問題に対して、まず各変数の離散化(量子化ともいう)の単位を大きくすることが考えられるが、あまり大きくすると実用的な解が得られず、目的に応じて精選する必要がある。すなわち、離散化の単位は各評価地点での制御単位期間内の計画取水量の最小値以下であることが必要であり、また貯水池容量の離散化レベルが電子計算機の記憶容量を越えないことが要求される。

また、計算時間の低減のためには以下の処理が考えられる。

- ① 図-6.2.3のアルゴリズムにおいて、目標放流量の探索範囲を貯水池貯水量すべてにするのではなく貯水量のある範囲内(例えば貯水量の1/2以下)とする。
- ② 貯水池および残流域流入量を他貯水池流入量の回帰式で与えることにより確率入力変数の数を減らす。

①の処理は、¹⁰⁾ a) 渇水時の水使用者の不安感が貯水池貯水量に大きく依存すること、¹¹⁾ b) ここでの貯水池群最適操作決定モデルでは貯水池流入量を確率入力変数とすることにより将来の貯水池流入量の不確定性に対処しているが、評価は運用対象期間内の渇水被害の期待値の最小化であり、あくまで期待値での議論であること、などにより1単位期間内に貯水量を急減させることは貯水池の運用上好ましくないからであり、とくに単位期間が短い場合に有効となる。一方、②の処理は各単位期間での各貯水池流入量、残流域流入量の相関が高い場合に適用できる。

第3節 貯水池操作の評価関数

(1) 評価関数に要求される条件

貯水池群の利水制御の主目的が、河川流量の安定供給をはかり渇水被害を軽減させることにあるから、操作の評価関数は流量の関数とするのが妥当と考えられる。

このため、不足水量や不足率(節水率)の関数として渇水被害を表わしたものの⁴⁾¹¹⁾、不足水量と不足貯水量の関数としたものの¹⁰⁾、目標放流量およびこれが供給される信頼度の関数としたものの¹²⁾、利水制御目的との適合性を考慮した流量の関数としたもの⁹⁾¹³⁾など種々のものが提案されている。

しかし、いずれの関数を使用するとしても、

- ① 渇水被害を適確に表わすことが必要で、
- ② 最適操作ルール決定のためのアルゴリズムでの取り扱いが容易なものが望ましい。

①の条件を充たすためには、まず渇水被害が何らかの形で計量されている必要があり、渇水被害の計量の方法は、第2章第5節(1)で述べた通りである。また、いずれの計量方法によるにしても、②の条件のためには単位期間毎の渇水被害が必要とされる。

本論文では、このような観点から渇水被害を時系列的に計量するモデルを第2章第5節(2)で提示した。

(2) 評価関数の設定

貯水池群操作の評価関数は、第2章第5節で提示したモデルなどにより計量された渇水被害を貯水池操作により制御可能な変数の関数として表わすことにより設定できる。このとき、貯水池群の利水制御の目的から不足水量（計画取水量－（貯水池群操作後の）実流量）が第1義的に重要となる。そこで、評価関数を不足水量の関数とすることを考える。

後述の第8章第3節で、第2章第5節で提示したモデルにより渇水被害の時系列的計量化を行った事例を示すが、この渇水被害計量結果との相互系列相関分析から、不足水量の2乗は各期の渇水被害を良く代表しており、しかも一定期間内の一定不足水量に対して、その期間を等不足水量とするととき指標値の期間内総和が最小となるので、水不足が予測されるとき過度の不足が生じないようにあらかじめ節水して被害を分散させるという分散基準¹⁴⁾にも合致している。

そこで、ここでは不足流量の2乗を評価関数とする。すなわち、評価関数 $D(Q(t))$ を次式で表わすこととする。

$$D(Q(t)) = \sum_{i=1}^m D_i(Q_i(t))$$

$$D_i(Q_i(t)) = \begin{cases} (d_i(t) - Q_i(t))^2, & d_i(t) > Q_i(t) \text{ のとき} \\ 0, & d_i(t) \leq Q_i(t) \text{ のとき} \end{cases} \quad (i=1, 2, \dots, m) \quad (6.3.1)$$

ここに、 $d_i(t)$ 、 $Q_i(t)$ はそれぞれ取水地点 i での計画取水量、および実流量である。

第4節 将来の貯水池流入量系列の設定法

(1) 貯水池運用計画の策定目的と流入量系列の予測および設定

貯水池群の最適操作ルールは、貯水池流入量系列に大きく依存し、将来の流入量系列の予測およびその設定問題も重要な課題となる。この貯水池流入量系列の予測・設定の立場は対象期間の長短に対応した貯水池運用計画の策定目的に応じて異なる。すなわち、年間の運用計画といった長期の場合は、平均的（もしくは定常的）な流入状況のもとでの最適操作を決定するといったシステム設計が主眼となり、平均的（定常的）な流入量系列の設定が重要になると考えられる。一方、渇水期の運用計画といった短期の場合は、将来の流入量系列を予測し、この予測流入量系列に応じた最適操作ルールを決定するといった適応的運用計画が必要とされ、流入量系列の予測が重要となる。このような予測の方法としては、適応制御方式と型紙方式²⁾とが考えられる。

ところで、本章では第2節で述べたように貯水池流入量を確率変数とし、貯水池をもつ河川の利水システムを貯水池群による確率的流況制御システムと認識した。このため、運用対象期間での各期の貯水池流入量の確率分布の系列を、貯水池群最適操作ルール決定モデルの入力とする必要がある。こ

の流入量の確率分布の系列は、

① 確率分布の推定には多くの標本があることが望ましく、貯水池流入量に比べ降水量は長期間の資料が得られること、

② 降水量は流量に比べて流域特性の変化の影響を受けにくいこと、

③ さらに、気象予報（降水量予報）の利用が可能となること、

などの理由で、降水量の確率分布の系列を推定し、これを流入量に変換することにより求めることとする。そして、貯水池運用計画の策定目的に応じて以下のような貯水池流入量系列の設定法を考える。

まず、年間の運用計画においては、平均的（定常的）な流入量系列を設定するという観点、および一般に単位期間が長い（例えば月）ことにより各期の流入量は独立と考えられる。このことから、過去の降水量系列を一つの母集団として各期の降水量の確率分布を独立に推定し、これを変換して貯水池流入量の確率分布の系列を設定する。一方、渇水期の運用計画においては、貯水池流入量系列を予測するという観点、および単位期間が短い（例えば旬）ことにより各期の流入量は独立とは考え難い。そこで、型紙方式により流入量の確率分布の系列を設定する。すなわち、降水量時系列の時間変化パターン特性に注目し、時系列特性を加味した各期の流入量の確率分布の系列を設定する。

ここでは、とくに、この時系列特性を加味した各期の流入量の確率分布の系列を“確率分布をもった型紙”¹⁵⁾と呼び、その作成手順をつぎの(2)で述べる。

(2) 確率分布をもった型紙の設定

まず、各年の渇水期降水量時系列をその時間変化パターンの類似性に注目して分類する（この分類の手法として第8章第6節で後述するように主成分分析法が適用できる）。ついで、分類された各グループ毎に各期の降水量の確率分布の推定を行い、これを変換して貯水池流入量の確率分布の系列を設定する。この確率分布の系列を“確率分布をもった型紙”と呼ぶわけであるが、これは時間変化パターンが類似したグループ毎に得られることより、時系列的変化特性を備えているといえる。

例えば、各期の降水量は独立に生起するが、流入量の変換に当っては少なくとも1単位期間の時間遅れを考慮する必要がある、 t 期の流入量 $Q^i(t)$ が当期および1期前の降水量 $r(t)$ 、 $r(t-1)$ の重回帰モデル

$$Q^i(t) = a \cdot r(t) + b \cdot r(t-1) + c \quad (5.4.1)$$

でもって表わされる場合、 t 期の流入量の確率分布（確率密度関数） $f_{Q^i(t)}(q)$ は、 $r(t)$ 、 $r(t-1)$ の線形結合和の確率分布として次式で求められる。

$$f_{Q^i(t)}(q) = \frac{1}{a} \int_{-\infty}^{\infty} f_{r(t)}\left(\frac{q - b \cdot r - c}{a}\right) \cdot f_{r(t-1)}(r) dr \quad (5.4.2)$$

ここに、 $f_{r(t)}(r)$ 、 $f_{r(t-1)}(r)$ は、それぞれ t 期、 $t-1$ 期の降水量の確率分布（確率密度関数）である。

こうして、確率分布をもった型紙は降水量系列の時間変化パターンにより分類されたグループ毎に得られるが、実際の貯水池群の運用に当っては、各型紙毎に最適操作ルールを求めておき、運用開始時点で過去の流入量（または降水量）時系列、気象予報などにより最も生起の可能性が高い確率分布を持った型紙を選定し、そのもとでの貯水池群の最適操作ルールにより運用を行うという方式を考え

る。

さらには、新しい流入量（または降水量）データや気象予報が入手できるたびに型紙を予測し直し、その時点での貯水量を初期値として操作ルールを逐次修正していくといった適応制御的運用も考えられる。¹⁶⁾

第5節 結 言

河川における水利用の高度化に伴ない、河川流量の安定供給をはかり渇水時の水不足による被害の軽減を目的とする貯水池群の低水管理はますます重要となり、このためには将来の貯水池流入量を的確に把握し、貯水池群の統合操作により補給効果を考慮した運用計画（各貯水池の目標放流量の決定）を策定することが必要となる。

このため、本章では、貯水池群を統合操作した場合の運用計画問題、すなわち貯水池群の最適操作ルールの決定問題を検討した。

渇水被害の軽減をはかる貯水池群の統合操作の決定問題は、評価関数としての渇水被害を最小とするような貯水池放流量の空間的・時間的配分を決定する最適制御問題として捉えられる。このとき、①最適操作決定のためのモデル、②渇水被害を表わす評価関数の設定、③将来の貯水池流入量の予測および設定、の3問題が主要な検討課題となると考えられることより、これらの問題について検討した。

まず、第2節では最適操作ルール決定のためのモデルを構成した。すなわち、貯水池流入量を貯水池群による流況制御システムへの確率入力変数として捉え、渇水被害を表わす評価関数の期待値最小という評価基準のもとで貯水池群の最適操作ルールを決定するモデルを確率DPにより定式化し、アルゴリズムを明らかにした。ついで、第3節では渇水被害を表わす評価関数について考察し、不足水量の2乗和として最適操作ルール決定モデルの評価関数を導いた。また、第4節では将来の貯水池流入量の予測および設定問題について検討し、貯水池運用計画の策定目的に応じた設定の方法を提示した。とくに、渇水期運用計画の場合、“確率分布をもった型紙”すなわち時系列的特性を加味した各期の流入量の確率分布の系列を提案し、その作成法および運用計画への適用の方法に言及した。

こうして、本章では、つぎの成果を得た。

貯水池群最適操作ルール決定のためのモデルを確率DPの多次元（具体的には3次元）問題として定式化することにより、貯水池流入量の不確定性を組込んだ貯水池群の統合運用ルール代替案の策定が可能となった。すなわち、このモデルにより、各期の貯水池流入量の確率分布の系列を入力として貯水池群の最適操作ルール、すなわち運用期間全体での渇水被害を最小とするような各期首の各貯水池貯水量の組合せに応じた目標放流量を算定することができた。

なお、本章では、計画取水量および不足水量について上水、工水、農水といった使用目的の区別をせず一括して取り扱い、また、評価関数における評価地点の重みは同一とした。しかし、渇水時には使用目的間ならびに取水地点間でトレード・オフが生じ、どの取水地点において、どの使用目的で、どれだけ取水するかという水利調整が問題となる。この問題に対しては、水利調整実績の分析やゲーム論的アプローチなどにより、適正な取水ルールを確立していくことが必要となる。¹⁷⁾

参考文献

- 1) Hall, W.A. : Optimum Design of a Multiple-Purpose Reservoir, Jour. of Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol. 90, 1964
- 2) 高棹琢馬、瀬能邦雄：ダム群による洪水調節に関する研究(I) — DPの利用とその問題点 —、京都大学防災研究所年報、第13号B、1970
- 3) Windsor, J.S. and Chow, V.T. : Multireservoir Optimization Model, Jour. of Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol. 98, 1972
- 4) 中村昭：ダムによる長期流況制御について、水資源に関するシンポジウム前刷集、1977
- 5) 辻本善博、萩原良巳、中川芳一：確率DPによる貯水池群操作に関する一考察、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第2部、1978
- 6) Arthur, J.A. : Chance-Constrained Dynamic Programming and the Optimization of Water Resource Systems, Water Resources Research, Vol. 10, 1974
- 7) Heidari, M., Chow, V.T., Kokotovic, P.V. and Meredith, D.D. : Discrete Differential Dynamic Programming Approach to Water Resources Systems Optimization, Water Resources Research, Vol. 7, 1971
- 8) 竹内邦良：貯水量の累加損失係数を用いた貯水池群の最適操作手法、土木学会論文報告集、第222号、1974
- 9) 高棹琢馬、池淵周一、小尻利治：水量制御からみたダム群のシステム設計に関するDP論的研究、土木学会論文報告集、第241号、1975
- 10) 萩原良巳、中川芳一、辻本善博：渇水被害の計量化と貯水池群運用について、第15回衛生工学研究討論会講演論文集、1979
- 11) 神田徹、二宮節夫：渇水時の流況調整のための貯水池管理方式、水資源に関するシンポジウム前刷集、1977
- 12) 室田明、神田徹：利水用単一貯水池の最適操作計画に関する方法論、土木学会論文報告集、第246号、1976
- 13) 高棹琢馬、池淵周一、小尻利治：多ダム・多評価地点系の最適操作に関する研究、京都大学防災研究所年報、第21号B-2、1978
- 14) Harvard Water Program : Design of Water System, 1962
- 15) 辻本善博、萩原良巳、中川芳一：確率分布をもった型紙による渇水期貯水池群操作、第23回水理講演会論文集、1979
- 16) 森邦夫、中川芳一、萩原良巳：予測降水量の逐次更新と貯水池群運用に関する一考察、土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第2部、1980
- 17) 渡辺晴彦、吉川和広、岡田憲夫：広域の水利用問題に関するゲーム論的考察、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第4部、1978

第Ⅱ編 実流域での事例的研究

第Ⅰ編（第2章～第6章）において、水資源の開発・配分計画に関するモデル、ならびにこれらの計画への入力情報となる水文特性、水需要特性の分析と予測に関するモデルを構成した。本編では、これらのモデルの特性、有効性を検証するため実流域での事例的研究を行う。

第7章 対象流域の概要

本章では、モデルの適用対象流域の概要を述べる。

適用対象とした流域は、流域面積 870km^2 、流域内人口約25万人で、河口に工業都市を有し、下流平野部は近年都市化が著しい。また、上流盆地部は農業地帯となっている。当流域の水文、水利用状況は以下のとおりである。

降水量は上流山間部で約 $1,400\text{mm}/\text{年}$ 、下流平地部で $1,200\text{mm}/\text{年}$ 、流域平均で約 $1,300\text{mm}/\text{年}$ と全国平均より小さく、6～7月および9月の梅雨期、台風期に集中しており、この3ヶ月で年降水量の約50%を占めている。

表－7.1.1 流況表

このように年降水量が少ないうえに梅雨期と台風期以外の雨量が少ないため、流出率も年間約65%と小さく、流況は表－7.1.1に示すように水利用上極めて不利である。このため上流部および下流部に利水用貯水池が建設されており、河川水利用率^{注1)}は約45%に達している。

上流部での利水の大部分は農業用水であるが、下流部では近年の都市化に伴い都市用水需要が急増し、農業用水の都市用水への転用も行われ、都市用水の比率が50%以上を占めている。しかし、都市用水の約40%は豊水水利権といわれる不安定取水に依存しており、河川水利用率の高いこととも相まって毎年のように渇水が生じている。

最後に河川水質についてみると、河川流量が少ないことに加えて下流平野部での人口および産業の集中のため家庭排水、工業排水が急増したことにより、下流部の本川および支川の水質汚濁が著しく、ここ数年は排水規制などにより若干改良の傾向がみられるものの、環境基準を超える悪い水質となっている。

		地点 1	地点 2
集水面積		489km^2	804km^2
流 量	豊水	$10.9\text{m}^3/\text{s}$	$12.0\text{m}^3/\text{s}$
	平水	6.7	6.0
	低水	4.8	3.5
	渇水	2.8	0.9
	最小	0.0	0.1
		S37～S55	S38～S55

注1) ここでの利用率は、基準地点年平均流出量に占める年平均利水量の割合である。

第8章 水需要、水文特性の分析

第1節 緒 言

第Ⅰ編第2章で開発・配分計画の入力情報の作成のための水文特性、水需要特性の分析と予測に関するモデルを構成した。構成したモデルは、計画の基準となる降水状況や流況の設定に際し、

- ① 実績資料の量的、質的不備を補うための降雨の模擬発生モデル、
- ② 降雨の自然流出過程および農水の取水・還元過程を記述する流域水循環モデル、
- の2つの水文特性の分析と予測のためのモデルと、
- ③ 開発・配分必要量の設定の基本となる水需要構造の分析と予測のためのモデル、
- ④ 安全度評価、渇水時の貯水池の運用計画策定のための基礎となる渇水被害の計量モデル、
- の2つの水需要特性の分析と予測のためのモデルである。

本章では、これらのモデルを対象流域に適用することにより、モデルの有効性を考察するとともに、第9章で行う開発・配分計画モデルの適用における入力作成のための基礎情報を得る。なお、本章では、上述の各モデルの適用に加え、第9章第5節の貯水池群運用計画モデルの適用における確率分布をもった型紙の設定に際し必要となる渇水期の降水量系列の分類を、主成分分析法により行った結果についても言及する。

第2節 水需要構造の分析および予測

(1) 概 説

対象流域の15市町村の家庭、業務用水を対象として、第2章第4節で構成したモデルにより水需要の構造分析および予測を行う。

このモデルは、①水需要構造に注目した地域特性の分析、②クラス別水需要構造分析、③水需要クラス判別分析、④水需要構造の遷移を考慮した予測、から成り、その分析および予測プロセスを図－8.2.1に再掲する。

なお、本節では、水需要量は原単位（平均1人1日当たり使用水量）×給水人口で表わされるものと見なし、原単位構造に注目した構造分析および水需要予測を行う。

(2) 水需要構造に注目した地域特性の分析

対象15市町村の1980年度データによる主成分分析の結果、表－8.2.1に示す固有値、寄与率をもつ主成分が抽出された。分析に用いた特性項目は表－8.2.1に示す20個であり、原単位構造に注目しているため上水道普及率を除くデータは単位人口当たりに換算している。

第3主成分までで累積寄与率は85%に達し、これらの主成分の意味を因子負荷量に注目して解釈すると以下のようになる。

第1主成分 Z_1 ：都市活動の強さを示すファクター

第2主成分 Z_2 ：都市活動の構造を区別（第2次と第3次産業活動を区別）するファクター

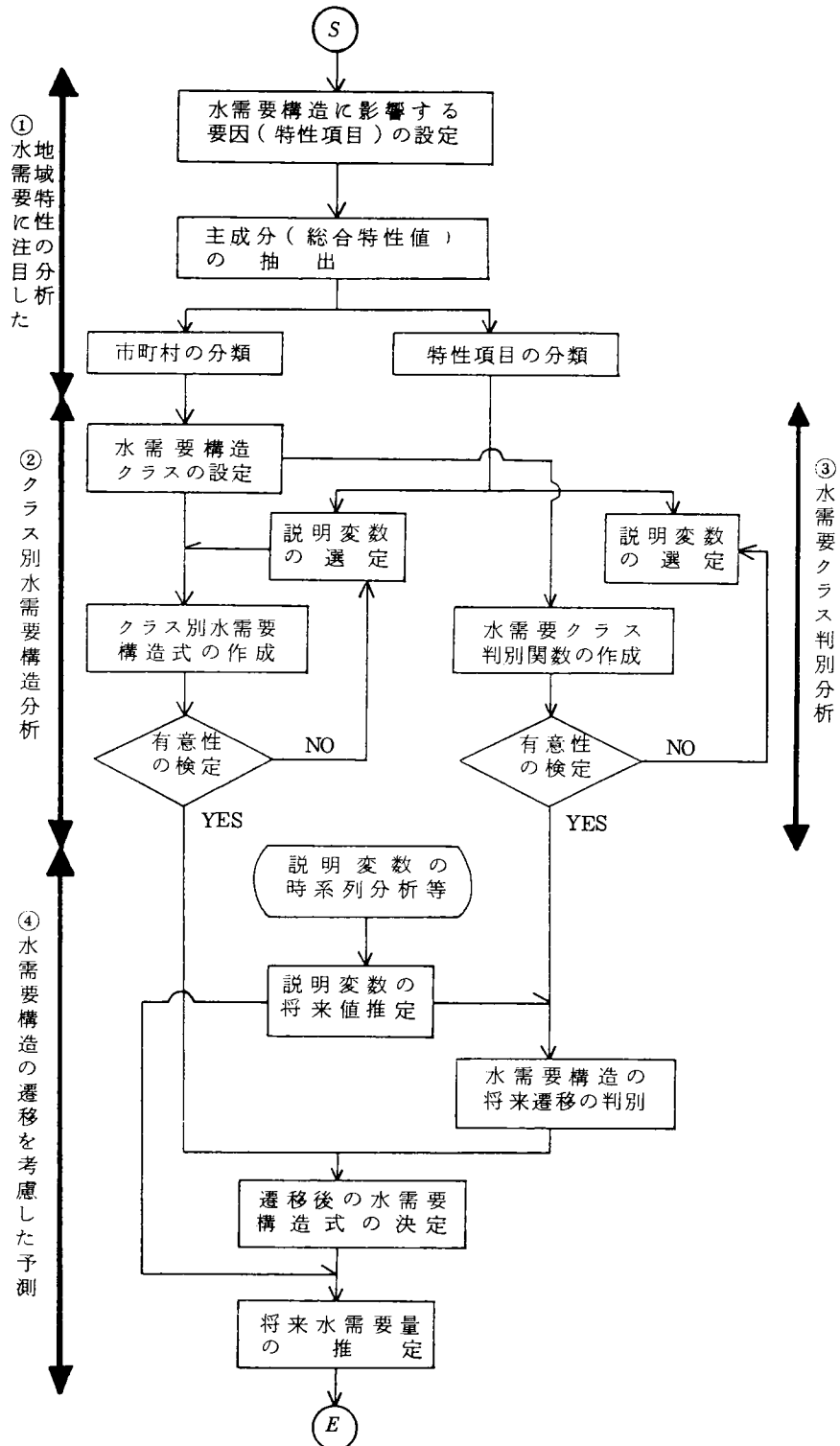


図 - 8.2.1 水需要構造分析および予測プロセス

表－8.2.1 主成分分析結果
(固有値、寄与率、因子負荷量)

項 目 \ 主 成 分		Z_1	Z_2	Z_3
固 有 値		11.327	3.009	2.737
累 積 寄 与 率		0.566	0.717	0.854
因 子 負 荷 量	1. 田 面 積	0.904	0.106	－ 0.039
	2. 畑 面 積	0.826	0.291	0.363
	3. 森 林 面 積	0.821	0.353	0.388
	4. 宅 地 面 積	0.810	－ 0.012	0.386
	5. 事 業 所 数	－ 0.449	0.561	0.511
	6. 事業所従業員数	－ 0.735	0.509	0.311
	7. 製造業事業所数	－ 0.343	－ 0.561	0.613
	8. 製造業従業員数	－ 0.650	－ 0.201	0.614
	9. 商 店 数	0.184	0.533	0.448
	10. 商店従業員数	－ 0.832	0.438	－ 0.128
	11. 1次産業就業者数	0.943	0.208	0.058
	12. 2次産業就業者数	－ 0.546	－ 0.565	0.529
	13. 3次産業就業者数	－ 0.715	0.601	－ 0.263
	14. 農 家 人 口	0.964	0.083	0.096
	15. 歳 出 総 額	0.865	0.316	0.215
	16. 1次産業純生産	0.943	0.196	0.100
	17. 2次産業純生産	－ 0.716	－ 0.148	0.471
	18. 3次産業純生産	－ 0.736	0.636	－ 0.119
	19. 個 人 所 得	－ 0.781	0.293	0.451
	20. 水道普及率	－ 0.747	0.083	－ 0.345

第3主成分 Z_3 : 第2次産業活動の強さを示すファクター

つぎに、各主成分の因子得点(スコア)により $Z_1 \sim Z_2$ 平面上に各市町村をプロットすると図－8.2.2を得る。この図より各市町村を以下の4個のクラスに分類することができる。

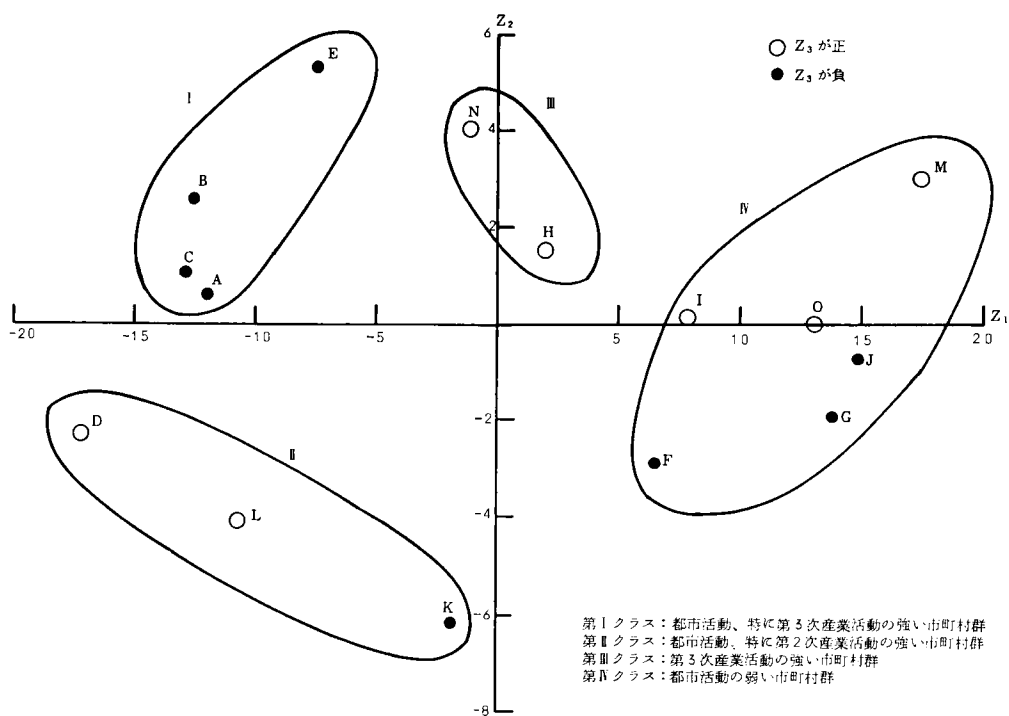
第Ⅰクラス：都市活動、特に第3次産業活動の強い市町村群

第Ⅱクラス：都市活動、特に第2次産業活動の強い市町村群

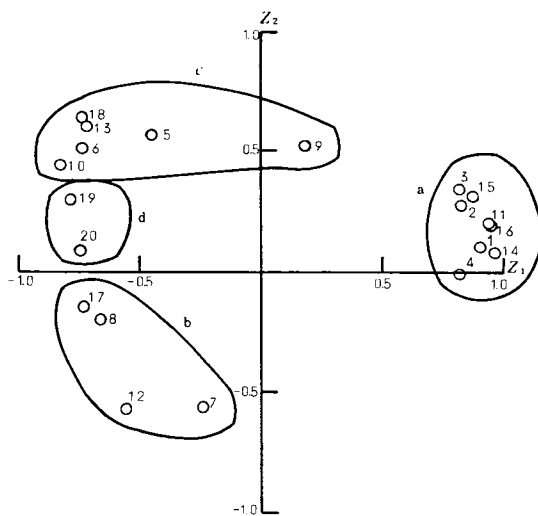
第Ⅲクラス：第3次産業活動の強い市町村群

第Ⅳクラス：都市活動の弱い市町村群

また、図－8.2.3の特性項目の因子負荷量散布図より、分析に用いた20個の特性項目は当図に示すa～dの4群に分類することができる。



図－8.2.2 市町村の因子得点散布図



- a 群：第1次産業活動を示す特性項目
 [1. 田面積、2. 畑面積、3. 森林面積、4. 宅地面積、
 11. 1次産業就業者数、14. 農家人口、15. 蔵出総額、
 16. 1次産業純生産]
- b 群：第2次産業活動を示す特性項目
 [7. 製造業事業所数、8. 製造業従業者数、
 12. 2次産業就業者数、17. 2次産業純生産]
- c 群：第3次産業活動を示す特性項目
 [5. 事業所数、6. 事業所従業者数、9. 商店数、
 10. 商店従業者数、13. 3次産業就業者数、
 18. 3次産業純生産]
- d 群：生活水準を示す特性項目
 [19. 個人所得、20. 水道普及率]

図－8.2.3 特性項目の因子負荷量散布図

(3) クラス別水需要構造分析

まず、分析に用いる説明変数の候補として、第2章第4節(2)(c)で述べた基準のもとで、(2)での特性項目の分類の結果得られたa～dの各群から1～2項目を選定した。選定した候補は、

X_1 : (単位人口当たり)宅地面積 (km²/千人)

X_2 : (単位人口当たり)製造業従業者数(人/千人)

X_3 : (単位人口当たり)商店従業者数 (人/千人)

X_4 : (単位人口当たり)事業所従業者数(人/千人)

X_5 : 水道普及率 (%)

の5特性項目である。

これら5特性項目および目的変数である原単位を、各市町村で1975年から1980年にわたり経年データとして収集し、それをもとに重相関係数、標準偏回帰係数などによる統計的有意性の検討¹⁾を通して表-8.2.2に示すクラスごとの構造式を得た。当表で、()内の数値は標準偏回帰係数であり、 R 値、 F 値はそれぞれ重相関係数、回帰による変動と回帰からの残差による変動の分散比である。この F 値をもとに F 検定を行うことにより回帰式の有意性の検定を行うことができ、この結果すべての構造式(回帰式)は5%水準で有意であった。

表-8.2.2 クラス別原単位構造式

クラス	原 単 位 構 造 式	R 値	F 値
I	$Y = 228.047 + 2355.879 X_1 + 1.900 X_2 + 0.236 X_3 - 1.048 X_4 + 2.446 X_5$ (4.047) (4.306) (0.388) (-2.104) (4.047)	0.98	110.34
II	$Y = 212.414 - 178.863 X_1 + 0.621 X_2 - 2.246 X_3 + 2.310 X_5$ (-0.091) (1.221) (-1.028) (1.892)	0.88	11.64
III	$Y = -102.880 + 527.382 X_1 + 0.502 X_2 + 4.632 X_3$ (0.413) (0.316) (1.742)	0.76	3.56
IV	$Y = 276.119 + 1163.527 X_1 - 3.689 X_2 + 2.835 X_3$ (0.998) (-3.527) (1.647)	0.67	5.39

Y : 原単位 (ℓ/人/日) 、 X_1 : 単位人口当り宅地面積 (km²/千人)
 X_2 : 単位人口当り製造業従業者数(人/千人)、 X_3 : 単位人口当り商店従業者数(人/千人)
 X_4 : 単位人口当り事業所従業者数(人/千人)、 X_5 : 水道普及率(%)
 ()内の数値は標準偏回帰係数

(4) 水需要クラス判別分析

判別関数の作成に用いる特性項目の選定は、(2)で行った特性項目の分類の結果を参考にした。すなわち、図-8.2.3の各群より項目を抽出し、

X_1 : (単位人口当たり)宅地面積 (km²/千人)

X_2 : (単位人口当たり)製造業従業者数(人/千人)

X_3 : (単位人口当たり)商店従業者数 (人/千人)

X_4 : 水道普及率 (%)

の4項目とした。そして、これら4特性項目の1980年度の市町村別データを用いて第Ⅰクラスから第Ⅳクラスの各クラスを判別する判別関数を作成した。表－8.2.3に各クラスの判別関数を示す。

表－8.2.3 クラス別判別関数

クラス	判 別 関 数
Ⅰ	$f_1 = -51.717 + 336.642 X_1 + 0.005 X_2 + 0.304 X_3 + 0.404 X_4$
Ⅱ	$f_2 = -38.466 + 398.063 X_1 + 0.060 X_2 + 0.106 X_3 + 0.262 X_4$
Ⅲ	$f_3 = -44.453 + 460.821 X_1 + 0.038 X_2 + 0.142 X_3 + 0.232 X_4$
Ⅳ	$f_4 = -41.528 + 531.043 X_1 + 0.035 X_2 + 0.002 X_3 + 0.130 X_4$

X_1 : 単位人口当り宅地面積 (km²/千人)、 X_2 : 単位人口当り製造業従業者数 (人/千人)

X_3 : 単位人口当り商店従業者数 (人/千人)、 X_4 : 水道普及率 (%)

これら判別関数による1980年度データでの市町村の判別結果を表－8.2.4に示す。この表においては、判別をより明確にするため次式で定義される P_i 値を用いて判別を行っている。

$$P_i = \exp(f_i - \max_j f_j) / \sum_j \exp(f_j - \max_j f_j), (i=1, 2, 3, 4) \quad (8.2.1)$$

各市町村の判別結果は図－8.2.2の分類結果とはほぼ一致し(判別率93%)、作成した判別関数の妥当性が検証された。

表－8.2.4 1980年度データによる判別関数計算値 (P_i 値)

クラス	市町村	第Ⅰクラス	第Ⅱクラス	第Ⅲクラス	第Ⅳクラス	判別クラス
Ⅰ	A	0.962	0.035	0.004	0.000	Ⅰ
	B	1.000	0.000	0.000	0.000	Ⅰ
	C	0.999	0.001	0.001	0.000	Ⅰ
	E	0.993	0.001	0.006	0.000	Ⅰ
Ⅱ	D	0.000	0.986	0.014	0.000	Ⅱ
	K	0.005	0.889	0.102	0.003	Ⅱ
	L	0.000	0.302	0.684	0.014	Ⅲ
Ⅲ	H	0.000	0.033	0.920	0.047	Ⅲ
	N	0.003	0.398	0.597	0.001	Ⅲ
Ⅳ	F	0.000	0.000	0.002	0.998	Ⅳ
	G	0.000	0.000	0.000	1.000	Ⅳ
	I	0.000	0.015	0.197	0.788	Ⅳ
	J	0.000	0.026	0.067	0.907	Ⅳ
	M	0.000	0.000	0.135	0.865	Ⅳ
	O	0.000	0.001	0.009	0.990	Ⅳ

(5) 水需要構造の遷移を考慮した予測

まず、(4)で作成した判別関数に予測目標年次(ここでは、とりあえず10年後の1990年度とし

た)における各市町村の特性項目の将来推定値を代入することにより、各市町村の水需要構造が将来どのクラスに遷移するかについて検討する。

特性項目の将来推定の方法としては種々のものが考えられ、この推定値は水需要量の推定結果に大きな影響を与える。ここでは、特性項目毎に各市町村の実績経年データにロジスティック曲線などの適当な時系列傾向曲線をあてはめることにより推定することとし、この時系列傾向曲線は各特性項目毎に実績値の経年変化傾向、項目の内容を考慮して選定した。選定した時系列傾向曲線および各市町村の推定値を表－8.2.5にまとめる。

表－8.2.5 特性項目将来推定値及び推定式

(1990年度)

市町村	人 口 (千人)	宅地面積 (km ²)	製造業従 業者数(人)	商店従業 者数 (人)	事業所従 業者数(人)	水道普及率 (%)
A	85.415	10.31	5,392	5,647	37,079	99
B	99.435	9.95	6,382	11,007	43,992	97
C	370.327	54.59	31,720	47,996	169,645	98
D	46.677	5.99	11,748	4,508	25,528	80
E	38.889	4.93	4,374	5,640	24,622	59
F	8.476	1.59	650	433	2,291	70
G	5.974	1.25	590	144	1,956	70
H	3.967	1.13	802	894	3,296	50
I	9.624	1.69	1,078	857	4,199	50
J	4.803	0.60	455	200	1,345	50
K	42.964	5.30	5,046	1,255	11,119	99
L	23.976	4.34	6,746	2,125	10,910	80
M	5.015	1.27	341	1,004	1,955	31
N	6.600	1.00	789	825	3,013	70
O	3.536	0.61	342	239	1,199	51

推定式

○人 口 $y = \frac{U}{1 + e^{a-bt}}$

○宅地面積 $y = a + b \cdot \sqrt{t}$

○製造業従業者数^{*} $y = a + b \cdot \sqrt{t}$

○商店従業者数 $\begin{cases} y = a + b \cdot t & (A, B, C, D, J, K) \\ y = a + b \cdot t^2 & (E, F, H, I, L, M, N, O) \end{cases}$

○事業所従業者数^{*} $y = a + b \cdot t$

○水道普及率^{**} $y = \frac{1.0}{1 + e^{a-bt}}$

＊ 時系列予測値に工場団地計画による増加量を設定値として付加する。
(K、L)

** 時系列予測値を水道計画による設定値により修正する。
(D、F、G、H、I、J、L、N)

この特性項目の将来推定値を用いて各市町村の水需要構造の将来遷移を判別した結果が表－8.2.6である。

I、M、Nの3市町村で将来クラスの遷移が生じており、I、Mは都市活動の弱い第Ⅳクラスから第3次産業活動の強い第Ⅲクラスへ、Nは第3次産業活動が増々強くなり第Ⅲクラスから第Ⅰクラスへと遷移している。

以上により得られた予測目標年次（1990年度）における各市町村が属するクラスの水需要構造式（表－8.2.2）に、それぞれの市町村の説明変数の将来推定値を代入することにより原単位の推定値を算定することができ、これに将来給水人口（推定値）を乗じることにより水需要量を予測することができる。

表－8.2.5に示した特性項目の将来推定値による原単位およびその95%信頼区間の推定結果が表－8.2.7である。

表－8.2.6 将来水需要構造遷移分析結果

市町村	第Ⅰ クラス	第Ⅱ クラス	第Ⅲ クラス	第Ⅳ クラス	将来判別 クラス	1980年度 クラス
A	0.92	0.05	0.03	0.00	I	I
B	1.00	0.00	0.00	0.00	I	I
C	1.00	0.00	0.00	0.00	I	I
D	0.01	0.91	0.08	0.00	Ⅱ	Ⅱ
E	1.00	0.00	0.00	0.00	I	I
F	0.00	0.00	0.17	0.83	Ⅳ	Ⅳ
G	0.00	0.00	0.00	1.00	Ⅳ	Ⅳ
H	0.45	0.00	0.55	0.00	Ⅲ	Ⅲ
I	0.00	0.01	0.92	0.07	*Ⅲ	Ⅳ
J	0.00	0.32	0.26	0.42	Ⅳ	Ⅳ
K	0.00	0.94	0.06	0.00	Ⅱ	Ⅱ
L	0.00	0.51	0.49	0.00	Ⅱ	Ⅱ
M	0.04	0.00	0.96	0.00	*Ⅲ	Ⅳ
N	0.99	0.00	0.01	0.00	*Ⅰ	Ⅲ
O	0.00	0.01	0.47	0.51	Ⅳ	Ⅳ

* 遷移が生じた市町村

表－8.2.7 市町村別将来水需要
（原単位）予測結果

市町村	クラス	期待値	95%信頼区間
A	I	435	541～329
B	I	386	447～324
C	I	528	611～446
D	Ⅱ	314	458～169
E	I	255	368～143
F	Ⅳ	356	477～235
G	Ⅳ	224	468～ 0
H	Ⅲ	1192	1176～609
I	Ⅲ	458	601～316
J	Ⅳ	190	251～129
K	Ⅱ	426	552～301
L	Ⅱ	341	681～ 1
M	Ⅲ	992	1673～312
N	I	534	654～415
O	Ⅳ	312	391～232

第3節 漏水被害の時系列的計量化

(1) 概 説

第2章第5節で構成したモデルにより、対象流域において大きな漏水被害の生じた1973年夏（7～9月）漏水を対象として、漏水被害を時系列的に計量する。²⁾³⁾

このモデルは、新聞記事をもとに漏水被害項目の設定およびランク分け、期別項目別被害度および

被害得点の設定を行い、主成分分析法により渇水被害総合特性値を抽出、解釈し、この総合特性値の各期の値として渇水被害を計量するものである。この手順を図－8.3.1に再掲する。

(2) 被害項目の分類および被害データの作成

まず、対象とする渇水期間において、渇水の影響を報道した新聞記事を分類、整理して表－8.3.1の13個の被害項目を設定するとともに、各被害項目を被害(影響)の大きさの順にランク分けした。このとき、分析精度を高めるため、異なる被害項目間において同一ランクの被害は相対的に等しいとみなせるようなランク分けになるよう努めた。この被害項目毎のランクを同じく表－8.3.1に示す。

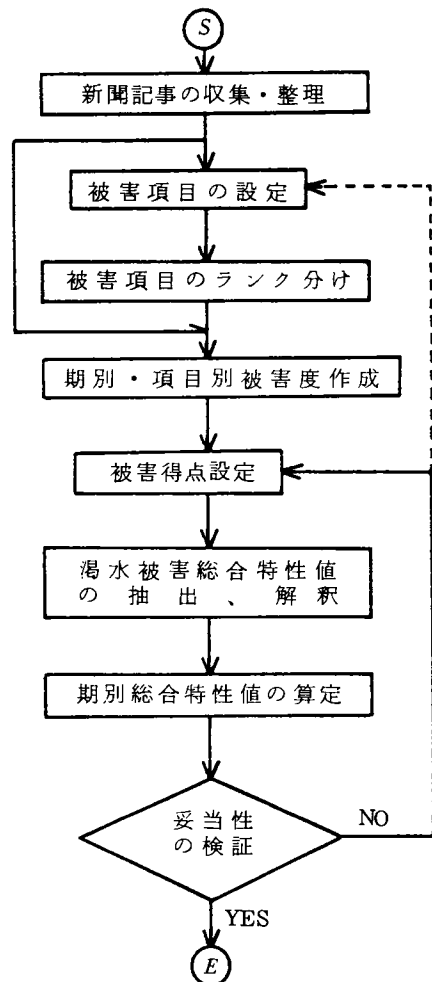
ついで、日々の新聞記事の内容をもとに各被害項目における日々の被害(影響)がどのランクに対応するかを調べ、ランクに応じた被害度を与えた。ここで、ランク i の記事の出た日に被害度 i を与え、つぎに同じ被害項目中の記事が出るまでは被害度は同一として渇水期間中のすべての日に被害度を与えた。

このようにして得られた日別被害度をもとに被害項目毎の渇水の大きさを示すデータ(得点)を5日毎に作成した。この結果が表－8.3.2である。なお、この期別(5日毎)の得点の設定においては、被害項目の内容により、つぎの3種の設定法を使いわけている。すなわち、

- ① 過去10日間の被害度を累加したものを得点とする。
(住民不満 y_1 、住民将来不安 y_2 、大企業水確保 y_5 、大企業不満 y_7 、農水確保 y_{10} 、農民不満 y_{11})
- ② その日の被害度を得点とする。(上水給水制限 y_3 、大企業給水制限 y_6 、中小企業給水制限 y_9 、貯水量 y_{13})
- ③ 渇水影響の出だした時点からの被害度を累加したものを得点とする。(上水被害 y_4 、大企業被害 y_8 、農業被害 y_{12})

(3) 総合特性値の抽出

(2)で設定した期別被害項目別得点に主成分分析法を適用した。この結果得られた主成分(総合特性値)の因子負荷量および累積寄与率を表－8.3.3に示す。第1主成分から第3主成分までで全特性値すなわち全被害項目の持つ情報量の93%を要約しており、とくに第1主成分の説明力が大きい。以下に、因子負荷量に注目して各主成分の意味付けを行う。



図－8.3.1 渇水被害の時系列的計量化プロセス

表－8.3.1 被害項目のランク分け

項 目	ラ ン ク				
	1	2	3	4	5
住 民 不 満 y_1	困らない	少々困る	困る	我慢できる	我慢できない
住 民 将 来 不 安 y_2	無	少々	有	大	パニック
上 水 給 水 制 限 y_3	10%以下	20%以下	40%以下	40%以上	時間給水
上 水 被 害 y_4	無	少々	有	大	甚大
大 企 業 水 確 保 y_5	回収強化	海水利用	下水使用	タンカー送水	策なし
大 企 業 給 水 制 限 y_6	30%以下	50%以下	80%以下	保安用水のみ	ストップ
大 企 業 不 満 y_7	無	少々	有	大	反発
大 企 業 被 害 y_8	操業短縮	工場休止	工場閉鎖	保安のみ	完全閉鎖
中 小 企 業 給 水 制 限 y_9	20%以下	30%以下	40%以下	40%以上	ストップ
農 水 確 保 y_{10}	別になし	検討	ため池	ため池以外	策なし
農 民 不 満 y_{11}	無	少々	有	大	請願・反発
農 業 被 害 y_{12}	無	少々	有	大	甚大
貯 水 量 y_{13}	600万トン以上	300万トン以上	200万トン以上	100万トン以上	100万トン以下

表－8.3.2 渇水被害得点

項 目	日											
	7/15	20	25	30	8/5	10	15	20	25	30	9/5	10
住 民 不 満 y_1	1	12	18	21	21	17	23	28	30	20	10	7
住 民 将 来 不 安 y_2	1	10	18	20	23	20	26	31	28	30	10	10
上 水 給 水 制 限 y_3	1	1	1	1	2	1	1	3	3	1	1	1
上 水 被 害 y_4	1	12	27	40	46	51	60	75	90	95	101	106
大 企 業 水 確 保 y_5	1	13	24	30	30	30	30	33	38	40	32	24
大 企 業 給 水 制 限 y_6	1	2	2	3	2	4	4	3	2	3	2	1
大 企 業 不 満 y_7	1	12	27	32	37	43	43	40	39	35	31	28
大 企 業 被 害 y_8	1	13	28	45	65	88	108	128	147	163	178	191
中 小 企 業 給 水 制 限 y_9	1	2	2	5	3	4	4	3	1	1	1	1
農 水 確 保 y_{10}	1	13	26	30	30	28	30	32	39	40	19	13
農 民 不 満 y_{11}	1	10	18	22	27	27	30	32	37	26	12	10
農 業 被 害 y_{12}	1	13	28	45	65	81	108	128	148	168	178	191
貯 水 量 y_{13}	1	2	2	2	3	4	4	5	4	3	2	1

- ① 第1主成分 Z_1 : いずれの特性値(被害項目)の因子負荷量も正で、どの被害項目の得点が大きくなっても第1主成分の値は大きくなる。とくに因子負荷量が大きな特性値は、住民不満 y_1 、住民将来不安 y_2 、大企業水確保 y_5 、大企業不満 y_7 、農水確保 y_{10} 、農民不満 y_{11} および貯水量 y_{13} と、不安、不満、水確保に関する項目である。そこで、第1主成分 Z_1 は「心理的影響を考慮した各期の被害の大きさを示すファクター」と意味付できよう。
- ② 第2主成分 Z_2 : 因子負荷量が正で大きな特性値は、渇水の影響の出だした時点からの被害度を累加した上水被害 y_4 、大企業被害 y_8 および農業被害 y_{12} であり、因子負荷量が負で大きいものは、大企業給水制限 y_6 、中小企業給水制限 y_9 となっている。このことより、第2主成分 Z_2 は「実質的な累積被害を示すファクター」と意味付できよう。
- ③ 第3主成分 Z_3 : 因子負荷量が正で大きな特性値は上水給水制限 y_3 であり、負で大きな特性値は大

企業給水制限 y_6 および中小企業給水制限 y_9 である。すなわち、第3主成分 Z_3 は上水と工水のいずれの給水制限を優先させるかを示し、「都市用水間の漏水対策の競合関係を示すファクター」と考えられる。

これらの主成分（総合特性値）の漏水期間中の変化を図-8.3.2に示す。第1主成分 Z_1 は漏水開始時点から増加を続け8月20～25日で最大となるが、降水のあった25日以降は急激に減少する。一方、第2主成分 Z_2 は漏水開始時点で増加するが、その後は平衡を保ち、 Z_1 が最大となる頃から再び増加し Z_1 が減少に向かっても増加を続ける。また、第3主成分 Z_3 は0のまわりで振動するが、 Z_1 が最大となる8月20～25日では正の大きな値をとる。このような各主成分の変化からも上述の主成分の意味付けの妥当性が検証されよう。なお、図-8.3.2中の P は第1～第3主成分を累積寄与率（0.60、0.83、0.93）により重みづけした平均値であり、各主成分として抽出された漏水被害の各側面をさらに総合し1変数のみで表わすために導入した特性値である。

表-8.3.3 漏水被害分析結果
（因子負荷量、累積寄与率）

特性値 (被害項目)	Z_1	Z_2	Z_3
住民不満 y_1	0.880	-0.314	0.262
住民将来不安 y_2	0.969	-0.081	0.055
上水給水制限 y_3	0.563	0.003	0.780
上水被害 y_4	0.627	0.760	-0.130
大企業水確保 y_5	0.936	0.195	-0.134
大企業給水制限 y_6	0.650	-0.506	-0.482
大企業不満 y_7	0.938	-0.026	-0.224
大企業被害 y_8	0.577	0.786	-0.162
中小企業給水制限 y_9	0.305	-0.762	-0.401
農水確保 y_{10}	0.927	-0.140	0.026
農民不満 y_{11}	0.947	-0.247	0.153
農業被害 y_{12}	0.574	0.793	-0.150
貯水量 y_{13}	0.846	-0.311	0.172
累積寄与率	0.60	0.83	0.93

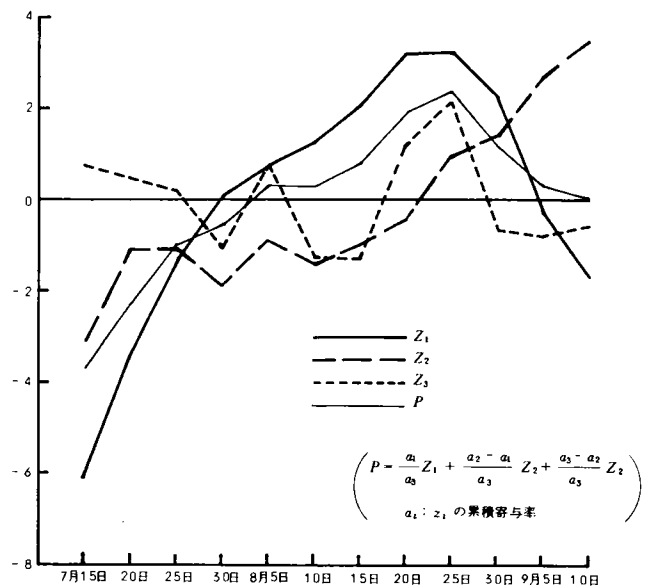


図-8.3.2 総合特性値の変化

第4節 降雨の時・空間分布特性と 模擬発生

(1) 概 説

第2章第2節で構成した降雨の模擬発生モデルにより、対象流域内および近傍の10観測所の旬降水量をシミュレートする。⁴⁾

この模擬発生モデルは、主成分分析法および重回帰分析法の組合せにより降水の時間的、空間的相関構造を要約、記述する主成分上の回帰モデルを用いて降水量系列をシミュレーションするものである。このシミュレーション手順を図-8.4.1に再掲する。

(2) 観測所のグルーピングおよび代表観測所の選定

図-8.4.2の10観測所の10ヶ年間の実績旬降水量の相関分析より観測所のグルーピングを行う。このとき、当流域の降水量の年分布特性から、1年は雨期(4~9月)と乾期(10~3月)に分割されるので、季節による相関構造の相異も検討するため、雨期、乾期別に分析を行った。

両期とも観測所間の相関は高く、相関係数 ρ は、

雨期では $\rho = 0.812(\text{st. } 2:\text{st. } 8)$ 以上

乾期では $\rho = 0.562(\text{st. } 4:\text{st. } 6)$ 以上

であった。

このように、観測所間の相関は高いが、(3)の主成分上の回帰モデルに用いる代表観測所選定のため、この結果をもとに対象10観測所のグルーピングを行うと表-8.4.1を得る。雨期では上、下流およ

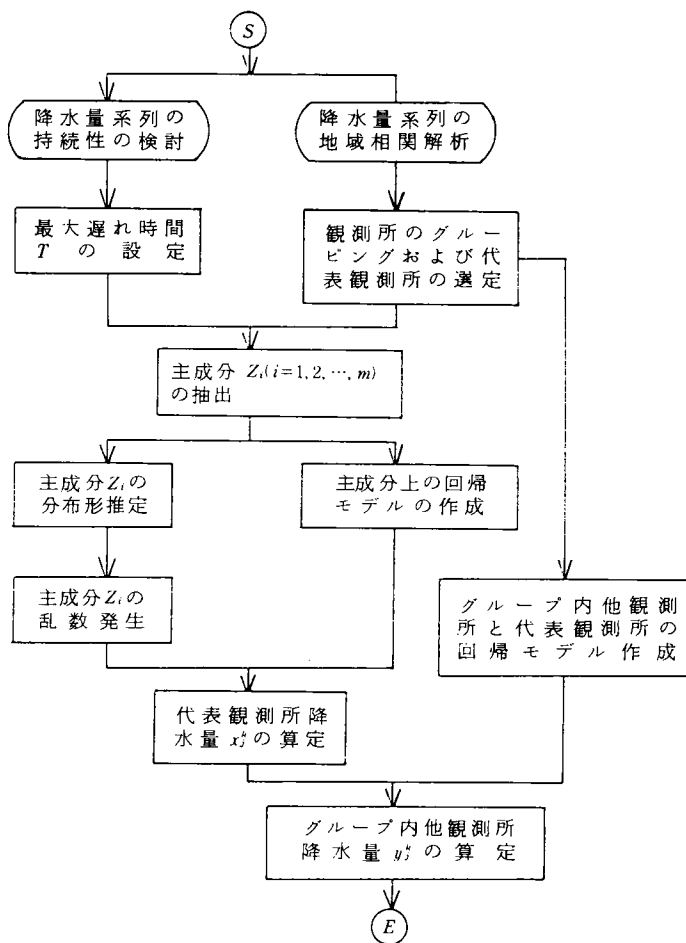


図-8.4.1 降水シミュレーション手順

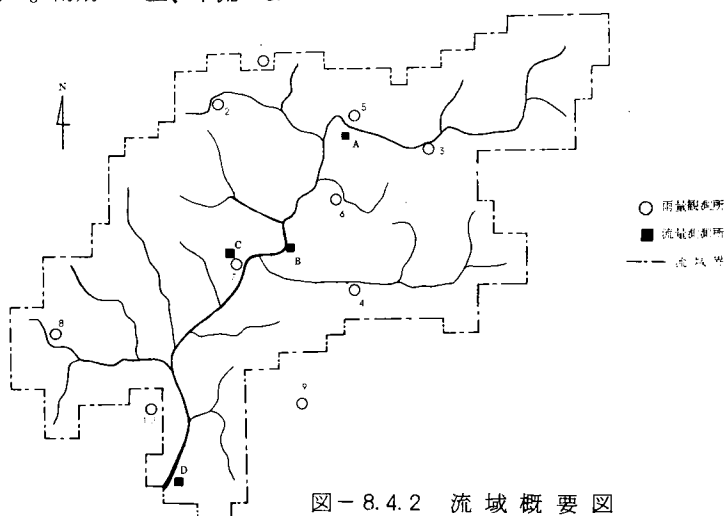


図-8.4.2 流域概要図

び本川をはさんで東西の観測所が明確に分類されており、上流部、下流部、さらにそのなかでも流域の東部、西部で降水量に差がある。すなわち地域的に集中した降雨が多いといえる。一方乾期では、雨期に比べグループの個数も多く、流域最下流部の観測所が同一のグループを構成するのを除き降水量に特徴的な地域分布特性がみられず、流域全体で同時に降雨があるが、その降水量は地域的に関連が弱いことがわかる。また、それぞれのグループについて降水量データの完備度、地理的条件などにより代表観測所を選定している。

(3) 主成分上の回帰モデルの同定

主成分上の回帰モデルを(2)で選定した各代表観測所の10ヶ年の実績旬降水量より同定する。このとき、(2)で述べたように、雨期と乾期では降水の時間的、空間的相関構造が異なるため、モデルの作成は雨期、乾期毎に行う。

最大遅れ時間 T は、旬降水量の時系列解析結果から3旬とした。そして、各期の代表観測所の($j-1$)、($j-2$)、($j-3$)旬の降水量、すなわち

雨期では、($x_{j-1}^1, x_{j-1}^2, x_{j-1}^3, x_{j-1}^4, x_{j-1}^{10}, x_{j-2}^1, \dots, x_{j-2}^{10}, x_{j-3}^1, \dots, x_{j-3}^{10}$)

乾期では、($x_{j-1}^2, x_{j-1}^3, x_{j-1}^4, x_{j-1}^6, x_{j-1}^7, x_{j-1}^{10}, x_{j-2}^2, \dots, x_{j-2}^{10}, x_{j-3}^2, \dots, x_{j-3}^{10}$)

を特性値として主成分分析を行った。

この結果、雨期、乾期のそれぞれについて表-8.4.2、8.4.3に示す固有値、寄与率、因子負荷量をもつ主成分が抽出された。第3主成分までの累積寄与率が雨期では93%、乾期では95%と、いずれの期も第1~第3主成分が全データの変動の大半を説明している。これら第1~第3主成分の意味は因子負荷量より以下のように解釈される。

〔第1主成分 Z_1 〕 雨期と乾期とでは符号が変わっているが、それぞれの期については定符号で、かつ各特性値の因子負荷量の

大小には顕著な差は認められない。このことより、雨期、乾期いずれの分析においても第1主成分はサイズ・ファクター、すなわち「降水量の大きさを示すファクター」と意味づけることができる。

〔第2、第3主成分 Z_2, Z_3 〕 これらの主成分に対する因子負荷量も雨期と乾期とでは符号が変わっているが、 $j-1, j-2, j-3$ 旬の各降水量(特性値) $x_{j-1}^k, x_{j-2}^k, x_{j-3}^k(k=1, 2, 3, 4, 10$ または $2, 3, 4, 6, 7, 10)$ に対してはほぼ同じ値となっており、遅れ時間(旬)毎に変化している。このことから、これらの主成分は、ともに「旬降水量の時間的変動傾向を示すファクター」と考えられる。 $x_{j-1}^k, x_{j-2}^k, x_{j-3}^k$ の因子負荷量の変化傾向をみると、第2主成分 Z_2 では乾期で負-零-正、雨期で正-零-負と経旬的に変化しており、第3主成分 Z_3 では乾期で負-正-負、雨期で正-負-正と周期的に変化している。この変動傾向より、とくに第2主成分 Z_2 は旬単位以上の長期変動を、第3主成分 Z_3 は旬単位での周期変動を示すファクターと意味づけできよう。

表-8.4.1 観測所のグループニング

	グループ No	代表観 測所No	グループ内 他観測所No
雨 期	1	1	
	2	2	
	3	3	5, 6
	4	4	9
	5	10	7, 8
乾 期	1	2	
	2	3	1
	3	4	
	4	6	
	5	7	5
	6	10	8, 9

表－8.4.2 雨期主成分分析結果

主成分		Z_1	Z_2	Z_3
固有値		6.30	4.68	3.03
累積寄与率		0.42	0.73	0.93
因子 負荷量	x_{j-1}^1	-0.600	-0.599	-0.442
	x_{j-1}^2	-0.619	-0.603	-0.441
	x_{j-1}^3	-0.583	-0.662	-0.411
	x_{j-1}^4	-0.594	-0.667	-0.400
	x_{j-1}^{10}	-0.563	-0.681	-0.363
	x_{j-2}^1	-0.787	0.026	0.552
	x_{j-2}^2	-0.802	-0.006	0.538
	x_{j-2}^3	-0.789	0.015	0.569
	x_{j-2}^4	-0.802	0.001	0.556
	x_{j-2}^{10}	-0.791	-0.031	0.533
	x_{j-3}^1	-0.506	0.723	-0.380
	x_{j-3}^2	-0.546	0.713	-0.358
	x_{j-3}^3	-0.529	0.713	-0.392
	x_{j-3}^4	-0.527	0.755	-0.362
	x_{j-3}^{10}	-0.522	0.724	-0.336

表－8.4.3 乾期主成分分析結果

主成分		Z_1	Z_2	Z_3
固有値		7.65	5.08	4.30
累積寄与率		0.42	0.71	0.95
因子 負荷量	x_{j-1}^2	0.558	0.745	0.268
	x_{j-1}^3	0.545	0.743	0.290
	x_{j-1}^4	0.589	0.726	0.284
	x_{j-1}^6	0.596	0.729	0.266
	x_{j-1}^7	0.587	0.742	0.290
	x_{j-1}^{10}	0.637	0.679	0.256
	x_{j-2}^2	0.721	-0.057	-0.642
	x_{j-2}^3	0.694	-0.042	-0.665
	x_{j-2}^4	0.722	-0.086	-0.655
	x_{j-2}^6	0.717	-0.119	-0.653
	x_{j-2}^7	0.723	-0.098	-0.669
	x_{j-2}^{10}	0.732	-0.135	-0.598
	x_{j-3}^2	0.668	-0.540	0.443
	x_{j-3}^3	0.627	-0.543	0.475
	x_{j-3}^4	0.652	-0.558	0.478
	x_{j-3}^6	0.632	-0.562	0.495
	x_{j-3}^7	0.662	-0.560	0.472
	x_{j-3}^{10}	0.623	-0.561	0.465

つぎに、これらの主成分 Z_1 , Z_2 , Z_3 を説明変数とし、代表観測所旬降水量 x_j^k を目的変数とする重回帰モデル、すなわち主成分上の回帰モデルを雨期、乾期毎に作成した。この結果を表－8.4.4に示す。

(4) シミュレーション結果と考察

(3)で抽出した各主成分に対する各標本(分析対象とした10ヶ年の各旬)の因子得点の頻度分布より、第1主成分 Z_1 は対数正規分布に、第2主成分 Z_2 および第3主成分 Z_3 は正規分布に従っているとみ

表-8.4.4 主成分上の回帰モデル

雨 期	$x_j^1 = 5.817 - 0.1158 Z_1 - 0.3939 Z_2 - 0.3856 Z_3 + \epsilon_W^1$
	$x_j^2 = 5.674 - 0.1573 Z_1 - 0.4007 Z_2 - 0.4236 Z_3 + \epsilon_W^2$
	$x_j^3 = 5.721 - 0.0040 Z_1 - 0.4438 Z_2 - 0.5104 Z_3 + \epsilon_W^3$
	$x_j^4 = 5.729 - 0.0287 Z_1 - 0.4385 Z_2 - 0.6038 Z_3 + \epsilon_W^4$
	$x_j^{10} = 5.150 - 0.0001 Z_1 - 0.4806 Z_2 - 0.6228 Z_3 + \epsilon_W^{10}$
乾 期	$x_j^2 = 1.946 + 0.2074 Z_1 - 0.0094 Z_2 + 0.0908 Z_3 + \epsilon_D^2$
	$x_j^3 = 2.036 + 0.1867 Z_1 + 0.0030 Z_2 + 0.0332 Z_3 + \epsilon_D^3$
	$x_j^4 = 2.010 + 0.2432 Z_1 + 0.0070 Z_2 - 0.0165 Z_3 + \epsilon_D^4$
	$x_j^6 = 1.888 + 0.2472 Z_1 + 0.0106 Z_2 + 0.0247 Z_3 + \epsilon_D^6$
	$x_j^7 = 1.971 + 0.2024 Z_1 - 0.0195 Z_2 + 0.0269 Z_3 + \epsilon_D^7$
	$x_j^{10} = 1.883 + 0.2419 Z_1 + 0.0728 Z_2 + 0.0109 Z_3 + \epsilon_D^{10}$

なせる。

そこで、これらの分布形に従った主成分の値 Z_i ($i=1, 2, 3$)、および正規分布 $N(0, \sigma_e)$ で近似した残差 ϵ^k を乱数発生させ、表-8.4.4 に示した主成分上の回帰モデル式に代入することにより各代表観測所の旬降水量 x_j^k がシミュレートできる。

ここでは、そのシミュレーション結果の一例として雨期、乾期のいずれにおいても代表観測所となる #2 観測所の 10 年間のシミュレーション結果を示し、再現性の検討を行う。

シミュレーションならびに実績の旬降水量系列の各

種統計量を表-8.4.5 に、時系列コログラムおよびスペクトルを図-8.4.3、8.4.4 に示す。

表-8.4.5 旬降水量シミュレーション結果

期	統計量	シミュレーション	実 績
雨 期	最小値	0.0	0.0
	最大値	18.1	32.7
	平 均	6.3	5.7
	分 散	22.6	31.7
乾 期	最小値	0.0	0.0
	最大値	9.0	15.4
	平 均	2.3	2.0
	分 散	4.7	4.1

(数値 / 旬)

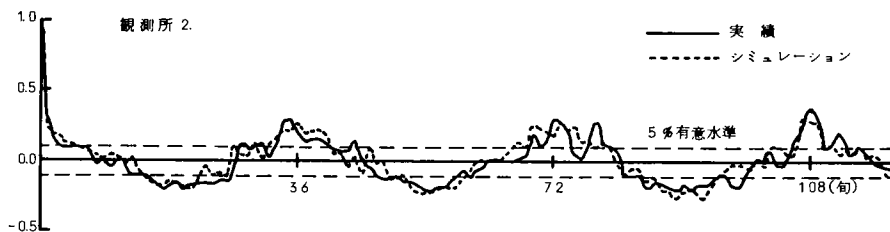
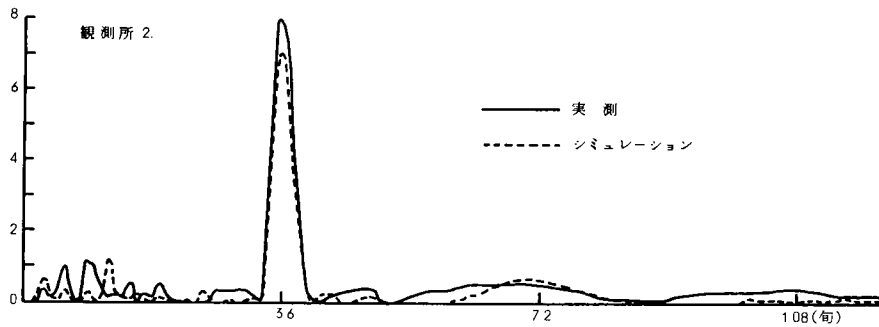


図-8.4.3 旬降水量時系列コログラム



図－8.4.4 旬降水量時系列スペクトル

雨期、乾期の両期とも平均および分散についてはシミュレーション値と実績値の間に有意な差異は見られないが、極値すなわち最大旬降水量については実績値がシミュレーション値を大きく上回っている。これは、ここでの模擬発生モデルが平均値および分散の2つの統計量をもとに乱数発生を行うモデルであること、さらには、この平均値、分散として旬降水量そのものの平均値、分散を用いて模擬発生モデルを作成したことに帰因すると考えられる。すなわち、旬降水量の分布は、降水量の大きさを示す主成分 Z_1 が対数正規分布するように、対数正規分布に従うと考えられる。そこで、ここで行ったようなシミュレーションにおいても、旬降水量系列を対数正規変換した後の系列を標本として模擬発生モデルの作成およびシミュレーションを行えば、この問題はある程度解消されるものと考えられる。

また、図－8.4.3、8.4.4のシミュレーション時系列のコレログラム、スペクトルは実績時系列のそれらと良く一致しており、時系列の重要な特性である持続性および周期性は再現されている。

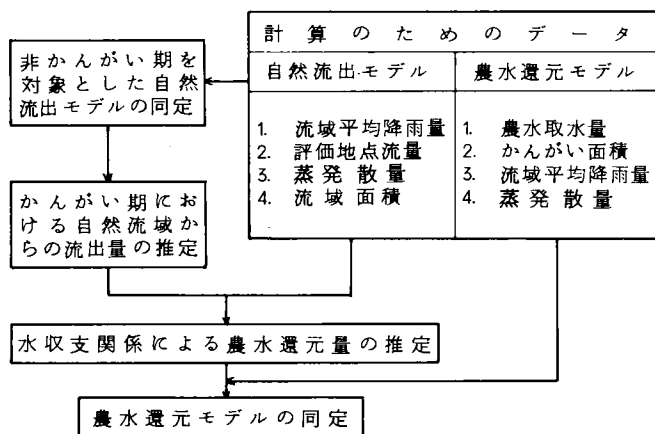
以上62観測所のシミュレーション結果の再現性の検討を行ったが、他の観測所についても同様の結果が得られ、ここで提示した模擬発生モデルは実績(旬)降水量の平均および分散を再現し、さらに時系列としてみれば持続性および周期性をも再現していると言える。

第5節 流域水循環モデルの同定

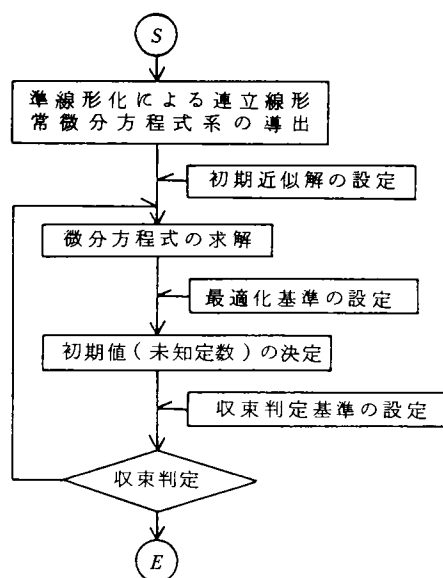
(1) 概 説

対象流域の上流部農業地帯で第2章第3節で構成した流域水循環モデルの同定を行う⁵⁾。同定は、いくつかの対象期間について、同じく第2章第3節で述べた手順で準線形化手法により行い、同定結果の検討から、モデルおよびパラメータ同定手法の有効性、問題点を明らかにする⁶⁾。モデル同定の手順およびアルゴリズムを図－8.5.1、8.5.2に再掲する。

なお、一つの期間に対し図－8.5.2のアルゴリズムで初期近似解の設定は最高 k_c 回変化させて同定試行を行い、収束繰り返し回数は最高 n_c 回とした。繰り返し回数 n_c 、 k_c 、および収束判定基準の ρ 、 q (第2章第3節(3)(a)参照)は表－8.5.1に示す値を用いた。



図－8.5.1 流域水循環モデルの同定手順



図－8.5.2 準線形化
アルゴリズム

表－8.5.1 計算条件

	自然流出 モデル	農水還元 モデル
k_c	3 回	2 回
n_c	85 回	45 回
p	5 回	5 回
q	5 %	5 %

(2) 自然流出モデルの同定結果と考察

まず、自然流出モデルの同定を非かんがい期のいくつかの期間を対象として行った。対象期間は1ヶ月程度とし、直接流出成分が消失したと考えられる低水部から低水部までの一水文サイクルを抽出した。

期間によっては表－8.5.1に示した条件のもとで収束しない場合も一部あったが、収束したケースでの流量推定結果を図－8.5.3に示す。

推定値の実測値への適合度は良好であり、推定地下流出量の降雨に対する応答も良く表現されている。このことは、モデルの有効性のみならず、準線形化手法によるパラメータ探索が適確であることを示している。

つぎに、図－8.5.4、図－8.5.5にパラメータおよび目的関数とした累積二乗誤差の収束過程を示す。各パラメータは単調収束せず、振動しながらある繰り返し回数になったところで急激に収束することが特徴的に示される。また、最終的な累積二乗誤差は必ずしも繰り返し過程における最小値とはなっていないことが注目される。このことは、準線形化手法による最終的な収束解列は元々のモデル式の表現範囲においてデータに最も近づいたところで収束するわけであり、データとの誤差がある値以下になった状態として収束の判定を行うことは危険であり、今回提示した収束判定基準の妥当性が確かめられる。

パラメータの同定結果は、各ケース（同定対象期間）でいくらかばらつくため、物理的検討より不都合なものを除いたのちの平均的な値として、最適パラメータを次のように定めた。

$$(m, \phi, a_1, a_2, e_n) = (1.0, 0.03, 0.7 \times 10^{-2}, 0.7 \times 10^{-4}, 1.0)$$

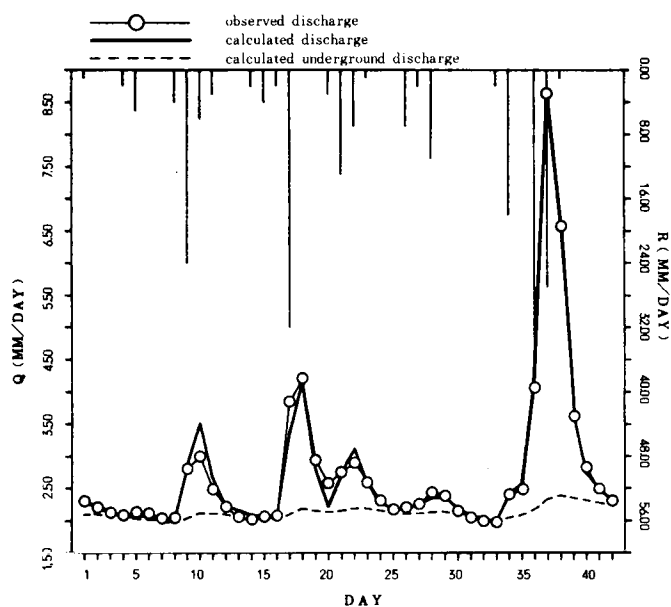


図-8.5.3 流量推定結果
(自然流出モデル)

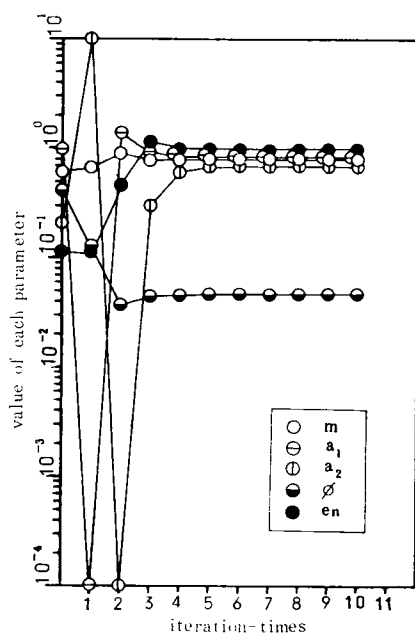


図-8.5.4 パラメータ収束過程
(自然流出モデル)

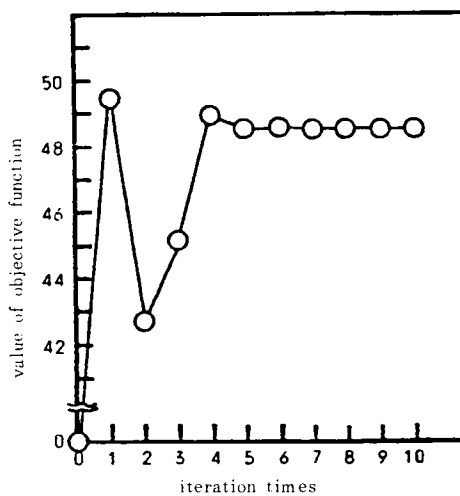


図-8.5.5 累積二乗誤差収束過程
(自然流出モデル)

(3) 農水還元モデルの同定結果と考察

当流域においても農水還元量データの実測値はない。そこで、この農水還元量データを、図-8.5.1の同定手順に従い、農水取水量データおよび(2)で同定した自然流出モデルにより算定された(自然)流出量をもとに水収支関係から推定した。

このため、パラメータの初期近似解の決定は制約条件付最適化問題を解くことにより行った(第2章第3節(3)(a)参照)。制約条件としては以下の条件を設定した。

- ① 総還元量 $q_{ra}(\equiv x_1(0))$ は地下還元量 $q_{ga}(\equiv x_2(0))$ と等しいかあるいは大きく、両者とも非負である。
- ② 未知パラメータ $a(\equiv x_3(0))$, $b(\equiv x_4(0))$, $d(\equiv x_5(0))$ は1以下の非負の定数である。
- ③ 未知パラメータ $e_a(\equiv x_6(0))$ は非負の定数である。
- ④ 地下浸透量 $q_{sa}(\equiv x_7(0))$ は非負の値である。

また、⑤用水量は通常10mm/日以下であることから、降雨が10mm/日で田面導水量が無降雨日の1割となるよう $\beta = 0.23$ とした。

なお、この制約条件付最適化問題の解法としては許容方向法⁷⁾を用いた。

農水還元モデルの同定においてはパラメータが収束したケースは得られず、図-8.5.6に示すように各繰り返して振動した。この原因のひとつとして、最適化手法に傾斜法のひとつである許容方向法を用いた点が挙げられる。すなわち、目的関数の最適解近傍がフラットな場合、計算上最適解としてその付近の値を判定する可能性があることから、このような最適化手法による解の精度がパラメータの収束性に影響を及ぼしていることが考えられ、この問題に関するアルゴリズム上の検討が必要であろう⁸⁾。また、還元量データの推定についても精度上の問題があると考えられ、この点に関する検討も必要となる。

なお、最適パラメータは振動したケースの平均的な値として

$$(\alpha, b, d, e_a) = (0.40, 0.30, 0.20, 0.20)$$

とした。

(4) 流量シミュレーション

以上で得られた自然流出モデル、農水還元モデルの最適パラメータを用いて、一年間の流量シミュ

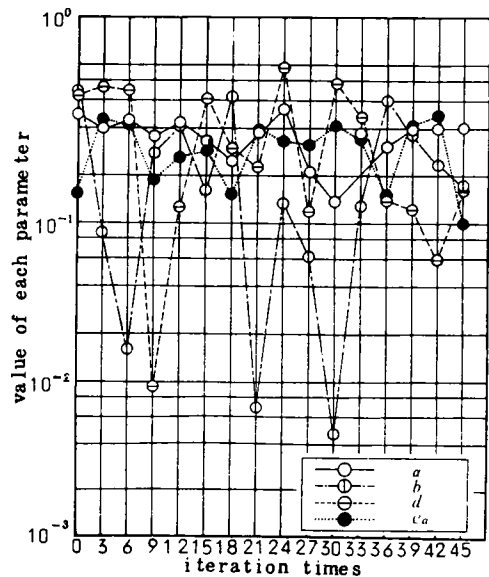
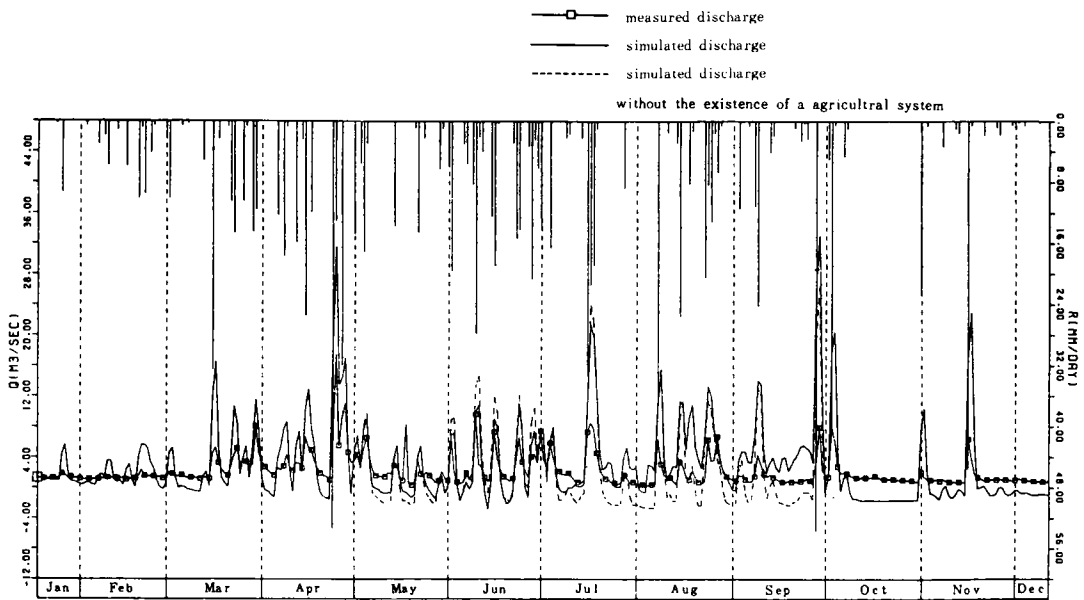


図-8.5.6 パラメータ収束過程
(農水還元モデル)

レーションを行った結果が図－8.5.7である。シミュレーション結果はほぼ良好といえるが、推定値は実測値と比較して降雨に対する応答がやや鋭敏となる傾向がある。



図－8.5.7 流量予測シミュレーション結果

また、当図にはかんがい期において農水の取水、還元を無視して自然流出モデルのみを用いた推定値も併示しているが、農水の取水、還元を考慮した場合は、無視した場合と比較して高水部の流量はカットされ、その分だけ低水流量が涵養されており、農水の取水、還元過程での貯留による河川流量平滑化機能が農水還元モデルで記述されることが示されている。

こうした農水還元のメカニズムおよびそのモデル化は、今後とも流域での水配分、水管理計画を考えていくうえで、水循環モデル構成の主要な内容ともなっていく。本研究で提示したモデルの有効性、問題点をふまえて今後とも鋭意研究を進めていきたい。

第6節 渇水期降水量系列のパターン分類

(1) 概 説

渇水期に対象流域においては、どのような降水量系列が、どれだけの確率で生起するかを分析し、第6章第4節で述べた渇水期貯水池群運用計画モデルの入力となる貯水池流入量の確率分布の系列(本論文では、これを確率分布をもった型紙と呼んだ)⁹⁾を作成するため、前掲図－8.4.2の貯水池Aの上流域平均旬降水量時系列のパターン分類を行う。

なお、当流域で大きな渇水が生じ易い7～9月を渇水期とし、分類は、59ケ年の実績旬降水量データに主成分分析法を適用し、時間変化の類似性に注目して行った。

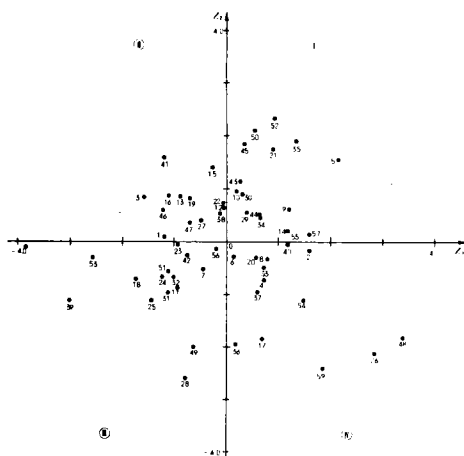
(2) パターン分類結果

各年度の旬降水量時系列を標本(標本数59)、各旬の降水量を特性値(特性値数9)として主成

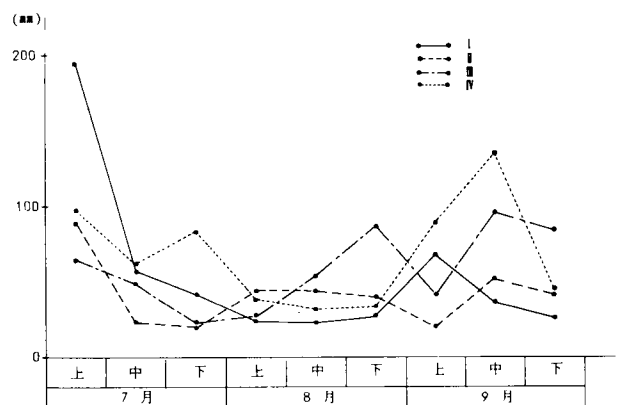
分分析を行った。この結果表－8.6.1に累積寄与率、因子負荷量を示す主成分、すなわち降水量の時間変化の特徴を表わす総合特性値が抽出された。各主成分の寄与率は小さいが、そのなかで比較的寄与率の大きい第1、第2主成分 (Z_1, Z_2) によるサンプル(各年度の旬降水量時系列)の因子得点散布図を図－8.6.1に示す。サンプルはほぼ一様に散らばっているため、第9章第5節で行う確率分布をもった型紙の設定は、降水量の確率分布の推定精度の統一のためもあり、第1、第2主成分の因子得点の正負によりサンプルをⅠ～Ⅳの4群に分類して行った。各群の平均旬降水量時系列を図－8.6.2に示す。各群の特徴は以下のようである。

表－8.6.1 旬降水量時系列の変化パターン分析結果
(固有値、寄与率、因子負荷量)

主成分		Z_1	Z_2	Z_3
項目				
累積寄与率		0.200	0.347	0.484
因子負荷量	7月上旬	0.442	0.508	0.338
	7月中旬	0.120	-0.217	0.511
	7月下旬	0.554	-0.294	0.177
	8月上旬	-0.234	0.230	-0.695
	8月中旬	-0.556	0.007	-0.026
	8月下旬	-0.583	-0.320	0.219
	9月上旬	0.502	-0.285	-0.165
	9月中旬	0.255	-0.749	-0.390
	9月下旬	-0.507	-0.355	0.333



図－8.6.1 因子得点散布図



図－8.6.2 各群の平均旬降水量時系列

Ⅰ群 ($Z_1 > 0, Z_2 > 0$) : 7月上旬の降水量は非常に多いが、8月、9月の降水量は9月上旬を除き少ない。

Ⅱ群 ($Z_1 < 0, Z_2 > 0$) : 旬間変動が小さく、7月中旬と9月上旬で降水量が少ないのを除き平均的。

Ⅲ群 ($Z_1 < 0, Z_2 < 0$) : 7月から8月上旬にかけての降水量は少ないが、8月中、下旬および9月中、下旬の降水量が多い。

Ⅳ群 ($Z_1 > 0, Z_2 < 0$) : 7月と9月上、中旬の降水量が多く、他は平均的。

以上のように各年の渇水期旬降水量時系列を4つのパターン(群)に分類したが、このとき全ての年を対象とするのではなく、降水量が少なく渇水の生じた年のみを対象として分類を行うのが確率分布をもった型紙の設定のためには望ましいと考えられる。しかし、そのような渇水年はあまり多くないため、標本の数が少なくなり、パターン毎の確率分布を求める際に問題が生じる。そこで、59ヶ

年すべてを対象として分類を行った。なお、すべての年を対象としたことが、上述した各主成分の寄与率が小さくなった原因のひとつと考えられる。また、各年の旬降水量そのものをデータとして主成分分析を行ったことも各主成分の寄与率が小さい原因と考えられ、たとえば渇水期総降水量に占める各旬降水量の割合といったようなデータの変換を行えばより寄与率の大きい主成分が抽出されることが期待される。しかし、ここでは、確率分布をもった型紙の設定のためのパターン分類であること、すなわち、第9章第5節で各旬の降水量の確率分布を分類された群ごとに求めるため、そのようなデータの変換は行わなかった。

第7節 結 言

本章では、第2章で構成した水文特性、水需要特性の分析と予測に関するモデルを、第7章にその概要を述べた流域に適用して、次章で行う開発・配分計画モデルの適用における入力作成のための基礎情報を得るとともに、モデルの特性、有効性などを考察した。

まず、第2節では、水需要構造の分析およびその将来遷移を考慮した水需要予測モデルを適用して、対象流域の15市町村の水需要量を推定するとともに、その信頼区間も算定した。この水需要量およびその信頼区間は、第9章で行う水資源開発施設計画の開発必要量の設定、水資源配分計画の配分必要量の上限設定などの根拠を与える。

第3節では、新聞記事をもとにした渇水被害計量モデルを適用して、対象流域の1973年夏渇水を対象として渇水被害を時系列的に計量した。この渇水被害の計量結果は、第6章でも述べたように、貯水池操作により制御可能な変量（基準地点流量や不足量、貯水池貯水量など）系列との相関分析などを通して、貯水池群運用計画の評価関数設定のための情報となる。

また、第4節では、降雨の時・空間的相関構造をもとにした模擬発生モデルを適用して、対象流域の降雨観測所の旬降水量を長期にわたってシミュレートした。シミュレーション結果を実績値と比較すると、平均、分散、周期性、持続性については有意な差はなくモデルの有効性が示された。しかし、極値すなわち最大旬降水量については十分にシミュレートされないという問題があった。この問題に対しては、降水量を対数正規変換などで変換した後の系列を標本とした模擬発生モデルの同定などによるアプローチが考えられる。

第5節では、自然流出モデルと農水還元モデルから成る流域水循環モデルを適用して、対象流域上流部農業地帯の水循環システムを同定した。このとき、モデル・パラメータの同定は準線形化手法を適用したアルゴリズムによった。自然流出モデルの同定に用いた正規方程式の解求によるアルゴリズムでは、同定が自動的に、すみやかに行われ、このアルゴリズムの有効性が示されたが、農水還元モデルの同定に用いた準線形化と許容方向法の組合せによるアルゴリズムは収束性において検討の余地が残された。この収束性の問題に対しては、コンプレックス法の適用により改善することが可能である。⁹⁾

最後に、第6節では、渇水期（7～9月）の旬降水量系列を、主成分分析法により時間変化パターンの類似性に注目して分類し、4つのパターンを得た。第9章第5節で、ここで分類されたパターンごとに貯水池流入量の確率分布の系列、すなわち確率分布をもった型紙を作成し、貯水池群運用計画の策定における入力とする。

参考文献

- 1) 奥野忠一、久米均、芳賀敏郎、吉沢正：多変量解析法、日科技連、1971
- 2) 萩原良巳、中川芳一、辻本善博：渇水被害の計量化と貯水池群運用について、第15回衛生工学研究討論会講演論文集、1979
- 3) 森邦夫、萩原良巳、中川芳一：新聞記事による渇水被害の分析、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第4部、1978
- 4) 中川芳一、辻本善博：利水計画のための降水シミュレーション解析、NSC研究年報、Vol. 6、№2、1978
- 5) 大内忠臣：水循環モデルの実用的作成法、土木技術資料24-3、1981
- 6) 萩原良巳、中川芳一、蔵重俊夫：準線形化の河川計画への適用に関する研究、NSC研究年報、Vol. 12、№1、1984
- 7) たとえば、渡辺浩、青沼龍雄：数理計画法、数学講座15、筑摩書房、1977
- 8) 萩原良巳、中川芳一、蔵重俊夫：水文学における準線形化のアルゴリズム的研究、NSC研究年報、Vol. 10、№3、1982
- 9) 辻本善博、萩原良巳、中川芳一：確率分布をもった型紙による渇水期貯水池群操作、第23回水理講演会論文集、1972

第9章 開発・配分計画モデルの適用

第1節 緒 言

第Ⅰ編の第3章から第6章において水資源の開発・配分計画に係わるモデル構成を行った。すなわち、水資源の開発・配分システムを4つのサブシステムに分け、各サブシステムの計画モデルを主として最適化モデルとして構成した。構成したモデルは、

- ① 水資源開発施設計画モデル
- ② 利水安全度評価モデル
- ③ 水資源配分過程モデル
- ④ 貯水池群運用計画モデル

である。

本章では、これらのモデルを第7章にその概要を述べた流域に適用することによりモデルの特性、有効性について考察する。

第2節 水資源開発施設計画モデルの適用

(1) 概 説

第3章で構成した水資源開発施設の規模・配置計画モデル、段階的建設計画モデルを適用して、経済性からみて最適な貯水池および取水施設の規模・配置ならびに貯水池建設順序を求める。¹⁾

まず、規模・配置計画モデルにより、計画目標年度の開発必要量に対し経済的に有利な開発施設の規模・配置代替案を抽出するとともに、開発必要量の変化による最適解の感度分析を通じてモデル特性を分析する。規模・配置計画モデルはいくつかの貯水池、取水施設候補地点と規模別の開発（または取水）可能量および建設費などが与えられた場合、所与の必要量を開発し、総建設費が最小となるような施設の組合せを抽出するモデルであり、表－9.2.1に示すように定式化される。このモデルは、施設建設の有無を示す0－1整数変数の導入により混合整数計画問題として解くことができる。

つぎに、計画目標年度における貯水池規模・配置パターンを受けて、途中年度の開発必要量に応じた各貯水池の建設順序を建設費の最終年度価値の最小化を目的として求める。この段階的建設計画モデルは、表－9.2.2に示すように、動的計画法により建設時期の最適政策決定モデルとして定式化したものである。

表－ 9. 2. 1 水資源開発施設の規模・配置計画モデル

制 約 条 件	貯水池開発水量 $q_i = f_i(v_i, V_i), V_i = \{v_j j \in I_i\}$ (1)	q_i : 貯水池 i の (単独) 開発水量 v_i : 貯水池 i の貯水池容量
	貯水池、取水施設の建設規模 $v_i = 0$ または $v_i^{\min} \leq v_i \leq v_i^{\max}$ (2)	v_i^{\max} : 貯水池 i の建設規模 (容量) 上限 v_i^{\min} : 貯水池 i の建設規模 (容量) 下限
	$w_j = 0$ または $w_j^{\min} \leq w_j \leq w_j^{\max}$ (3)	w_j : 取水施設 j の取水量 w_j^{\max} : 取水施設 j の建設規模 (取水量) 上限 w_j^{\min} : 取水施設 j の建設規模 (取水量) 下限
	取水点での (利水可能) 流量 $Q_j = \sum_{k \in E_j} q_k - \sum_{k \in H_j} w_k$ (4) $Q_j \geq w_j + q_j^M$ (5)	Q_j : 取水施設 j での利水可能流量 q_j^M : 取水施設 j での維持流量 d_k : 需要ブロック k の開発必要量
評 価 関 数	取水点、需要ブロック間導水 $w_j = \sum_{k \in G_j} x_{jk}$ (6) $d_k = \sum_{j \in F_k} x_{jk}$ (7)	x_{jk} : 取水施設 j から需要ブロック k への供給 水量 I_i : 貯水池 i の開発水量に影響を及ぼす貯水 池の集合
	水資源開発施設総建設費用 $\sum_{i=1}^M C_i^p + \sum_{j=1}^N C_j^w \longrightarrow \min$ (8)	E_j : 取水点 j より上流の貯水池の集合 H_j : 取水点 j より上流の取水施設の集合 G_j : 取水施設 j から供給される需要ブロック の集合 F_k : 需要ブロック k へ供給可能な取水施設の 集合 C_i^p : 貯水池 i の建設費 C_j^w : 取水施設 j の建設費
	$C_i^p = \begin{cases} 0 & (v_i = 0) \\ g_i(v_i) & (v_i \neq 0) \end{cases}$ (9) $C_j^w = \begin{cases} 0 & (w_j = 0) \\ h_j(w_j) & (w_j \neq 0) \end{cases}$ (10)	$i = 1, 2, \dots, M$ M : 貯水池候補地点数 $j = 1, 2, \dots, N$ N : 取水施設候補地点数 $k = 1, 2, \dots, L$ L : 需要ブロック数
決 定 変 数	v_i ($i = 1, 2, \dots, M$) w_j ($j = 1, 2, \dots, N$) x_{jk} ($k = 1, 2, \dots, L$)	

表一 9. 2. 2 水資源開発施設の段階的建設計画モデル

<p>〔関係式〕</p> <p>T 期内に貯水池は必ず建設する</p> $\sum_{t=1}^T \mathbf{x}_t = \mathbf{I} \quad (1)$ <p>t 期までの貯水池建設パターン</p> $\bar{\mathbf{x}}_t = \sum_{s=1}^t \mathbf{x}_s \quad (2)$ <p>パターン $\bar{\mathbf{x}}_t$ のもとでの開発水量</p> $\sum_{i=1}^M q_i(\bar{\mathbf{x}}_t) \geq d_t \quad (3)$ <p>t 期の建設費の最終年度価値</p> $g(\mathbf{x}_t) = (1+r)^{T-t} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{x}_t \quad (4)$ <p>〔目的関数〕</p> $J = \sum_{t=1}^T g(\mathbf{x}_t) \longrightarrow \min \quad (5)$	<p>$\mathbf{x}_t = (x_{1t}, x_{2t}, \dots, x_{Mt})$</p> <p>$x_{it}$: 貯水池 i を t 期に建設 するかどうかを示す 0-1 整数変数</p> <p>$x_{it} = \begin{cases} 1: \text{建設する} \\ 0: \text{建設しない} \end{cases}$</p> <p>$\bar{\mathbf{x}}_t$: t 期までの貯水池建設 パターン</p> <p>$q_i(\bar{\mathbf{x}}_t)$: $\bar{\mathbf{x}}_t$ のもとでの貯水池 i の単独開発水量</p> <p>d_t : t 期の開発必要量</p> <p>$\mathbf{C} = (C_1, C_2, \dots, C_M)$</p> <p>$C_i$: 貯水池 i の建設費</p> <p>r : 利子率</p> <p>$\mathbf{I} = (1, 1, \dots, 1)$</p>
<p>〔関数方程式〕</p> $f_t(\bar{\mathbf{x}}_t) = \min_{\mathbf{x}_t} [g(\mathbf{x}_t) + f_{t-1}(\bar{\mathbf{x}}_t - \mathbf{x}_t)] \quad (6)$ <p>ただし $\sum_{i=1}^M q_i(\bar{\mathbf{x}}_t) \geq d_t$</p> $f_T(\bar{\mathbf{x}}_T) = f_T(\mathbf{I}) \quad (7)$ <p>ここに $f(\bar{\mathbf{x}}_t)$ は t 期までの総建設費</p>	<p>$i = 1, 2, \dots, M$: 貯水池</p> <p>$t = 1, 2, \dots, T$: 期</p>

(2) 規模・配置計画モデルへの入力データ

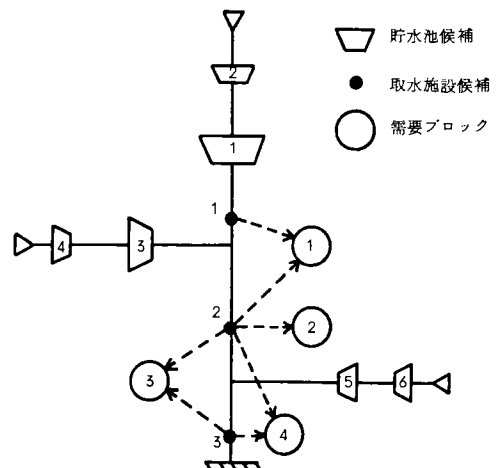
対象流域の新規水資源開発計画を対象として開発施設の規模・配置代替案を求める。モデルの適用にあたり必要な入力データは、

- ① 貯水池候補地点、建設規模（容量）の上、下限、規模別開発水量および規模別建設費
 - ② 取水施設候補地点、建設規模（取水量）の上、下限、規模別建設費および供給可能な需要ブロック
 - ③ 各需要ブロックの（新規）開発必要量および維持流量
- であり、これらのデータを以下のように設定した。

新規貯水池および取水施設候補地点は、それぞれ6地点、3地点で、各取水施設からの供給可能性より流域を4つの需要ブロックに分割した。これらの位置関係を図－9.2.1に示す。

つぎに、各候補地点での貯水池建設規模の上、下限、規模別建設費は表－9.2.3のように与え、規模別開発水量は、必要渇水補給量の試算（いわゆる利水計算）より得られる所与の安全度水準での容量～開発水量の関係より設定することができ、ここでは表－9.2.4に示すように設定した。このとき、ある貯水池の開発水量に影響を与えるのは上流貯水池のみとした。注1)

また、表－9.2.5に各候補地点での取水施設の建設規模の上下限、規模別建設費を示す。各需要ブロックの（新規）開発必要量は、計画目標年度を20年後とし、第8章第2節で行った水需要予測結果を参考に表－9.2.6に示す値とした。



図－9.2.1 貯水池、取水施設候補地点、需要ブロック

注1) ある貯水池の開発水量に対する他貯水池の影響は、各貯水池規模（建設しない場合も規模0として含める）の組合せの各々に対する利水計算結果の分散分析により、各貯水池の主効果に対する貯水池の交互作用の大きさを求めることにより検討することができる。別途検討の結果、各貯水池の主効果が交互作用よりはるかに大きく、貯水池の交互作用を（統計的には）無視しても良いという結果を得た。しかし、ここではモデル構造上、上流貯水池の影響までを考慮することとした。

なお、主効果とは、開発水量の変化に与える当該貯水池規模の影響の大きさのことであり、他の貯水池の各規模（の組合せ）における当該貯水池の開発水量に及ぼす効果の平均として定義される。また、交互作用とは、ある貯水池規模の開発水量に与える影響が他貯水池の規模により異なるという現象のことで、各貯水池それぞれの平均効果からのずれとして定義される。

表－ 9.2.3 貯水池建設規模上・下限および建設費

貯水池	建設規模 上・下限 ($10^4 m^3$)	規模別建設費		
		上段：規 模 ($10^4 m^3$) 下段：建設費 (10^8 円)		
1	1400	1400	2300	3400
	3400	320	390	410
2	1600	1600		
	1600	360		
3	1300	1300	1800	2300
	2300	370	440	500
4	1500	1500		
	1500	270		
5	500	500	1300	
	1300	170	260	
6	900	900		
	900	240		

表－ 9.2.5 取水施設建設規模上・下限
および建設費

取水点	建設規模 上・下限 (m^3/s)	規模別建設費		
		上段：規 模 (m^3/s) 下段：建設費 (10^8 円)		
1	0.5	0.5	2.0	
	2.0	1.5	3.5	
2	1.0	1.0	6.0	9.0
	9.0	1.5	4.5	5.5
3	0.5	0.5	5.0	
	5.0	2.5	5.0	

表－ 9.2.6 新規開発必要量

需 要 ブロック	新規開発必要量 (m^3/s)
1	0.79
2	1.96
3	2.55
4	4.50
計	9.80
維持流量	
取水点 2 ～ $0.5 m^3/s$	
取水点 3 ～ $1.0 m^3/s$	

表－ 9.2.4 貯水池規模別
開発水量

V_1	q_1	
	$V_2 = 0$	$V_2 = 1600$
0	0	0
1400	2.19	1.92
2300	3.62	3.22
3400	4.55	4.05

V_2	q_2
0	0
1600	1.88

V_3	q_3	
	$V_4 = 0$	$V_4 = 1500$
0	0	0
1300	1.83	1.78
1800	2.33	2.28
2300	2.72	2.67

V_4	q_4
0	0
1500	1.40

V_5	q_5	
	$V_6 = 0$	$V_6 = 900$
0	0	0
500	0.96	0.93
1300	1.18	1.13

V_6	q_6
0	0
900	0.85

 V_i : 貯水池 i の規模 ($10^4 m^3$) q_i : 貯水池 i の開発水量 (m^3/s)

(3) 規模・配置計画モデルの適用結果と考察

(a) 最適施設規模・配置パターン

(2)で設定した入力データのもとで、計画目標年度の開発必要量を開発し総建設費が最小となる水資源開発施設規模・配置パターンを求めた。なお、計算は第3章第3節で述べた小数法アルゴリズムにより行った。

この結果、最適施設規模・配置パターンとして図-9.2.2に示すパターンを得た。主要な結果は次の通りである。

- ① 貯水池1、2、4が上限まで、貯水池3、5がそれぞれ上限の91%、38%まで建設される。
- ② 貯水池6が建設されない。
- ③ 取水地点2で上限まで取水し、不足分を地点3から取水する。地点1からは取水しない。

以下、これらの結果をモデルの構造、入力データの特徴から考察する。

まず、当モデルの構造を概略把握するため、以下のような簡単な最適化問題での最適解の変化過程について考察する。すなわち、2変数 x, y に対し非減少な関数 f, g がそれぞれ定義され、次式で与えられる最適化問題を考える。

$$\left. \begin{array}{l} \min f(x) + g(y) \\ \left\{ \begin{array}{l} x + y = S \\ 0 \leq x \leq p, 0 \leq y \leq q \end{array} \right\} \end{array} \right\} \quad (9.2.1)$$

ここで、 f, g を図-9.2.3に示すような関数形とすると、 x と y の和 S (当モデルでは総開発水量、総取水量に相当する) が漸次増大するに従って、最適解を形成する (x, y) は図-9.2.3に示すように $(0, 0) \rightarrow (p, 0) \rightarrow (0, q - p) \rightarrow (0, q) \rightarrow (p, q)$ と変化する。

このことは、ここでの施設規模・配置計画問題においては、1つの貯水池で必要量を開発できる場合はその貯水池のみを建設し、2つの貯水池を建設しなければ必要量を開発できない場合は、一方の貯水池を上限まで建設し、それで開発しきれない水量を残る貯水池が負担することを意味している。どちらの貯水池を上限まで建設するかは開発水量～施設規模～建設費の関係による。

このため、(2)で設定した貯水池規模別開発水量、規模別建設費データより各貯水池の単位開発水量当りの建設費(以下単位開発コストと呼ぶ)を算定し、開発水量との関係を図-9.2.4に示す。この図より各貯水池の経済性が検討できる。すなわち、貯水池1が最も経済的であり、ついで貯水

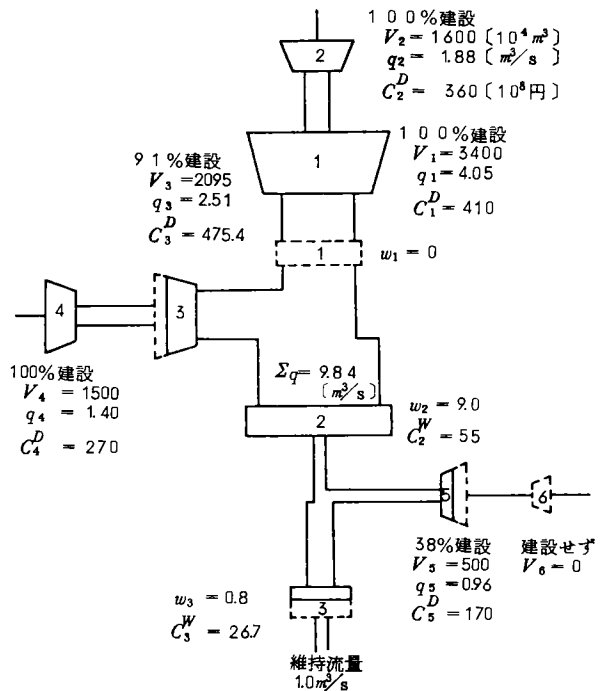


図-9.2.2 最適施設規模配置パターン
(計画目標年度開発必要量)

池2、3、4、5が優れており、これらにくらべて貯水池6は劣っている。また、貯水池5は規模の増大に伴い効率が悪くなる。

以上のモデル構造および単位開発コストから、前述の①、②の結果は説明される。また、表9.2.5より取水点2の建設費が他2地点のそれよりも小さく、地点2で上限まで取水した後の不足分 $0.8 \text{ m}^3/\text{s}$ は、貯水池5の開発水量および維持流量の制約から地点1では取水できず、地点3で取水せざるを得ない。これらのことから③の結果が導かれる。

(b) 開発必要量の変化に対する感度分析

つぎに開発必要量の変化に対する最適規模・配置パターンの感度分析を行うが、取水施設建設費は貯水池建設費よりはるかに少ない(図9.2.2参照)ので、以下では貯水池のみを対象として分析する。

図9.2.5に $2.19 \text{ m}^3/\text{s}$ (貯水池1の単独開発量の下限) から $11.98 \text{ m}^3/\text{s}$ (全貯水池を上限まで建設したときの総開発水量) までの開発必要量に対する最適貯水池の組合せと総建設費を示す。当図は前述した(9.2.1)式で与えられる問題の最適解の変化過程より説明される。

すなわち、開発必要量が少ない場合は、まず開発コストが小

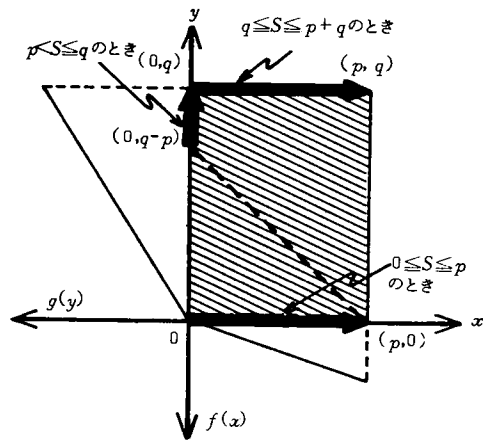


図9.2.3 最適解の挙動

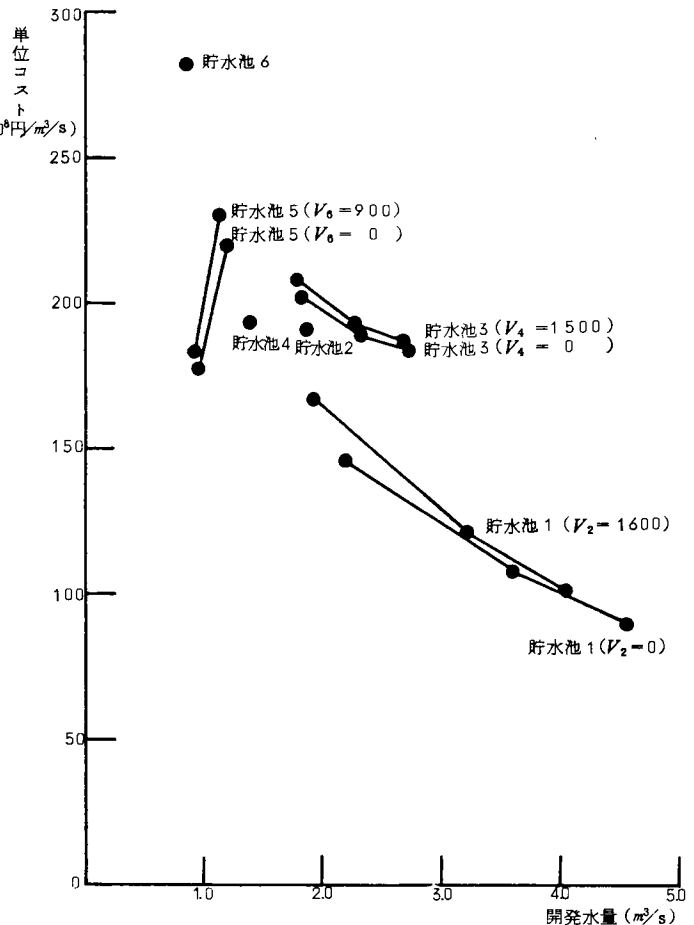
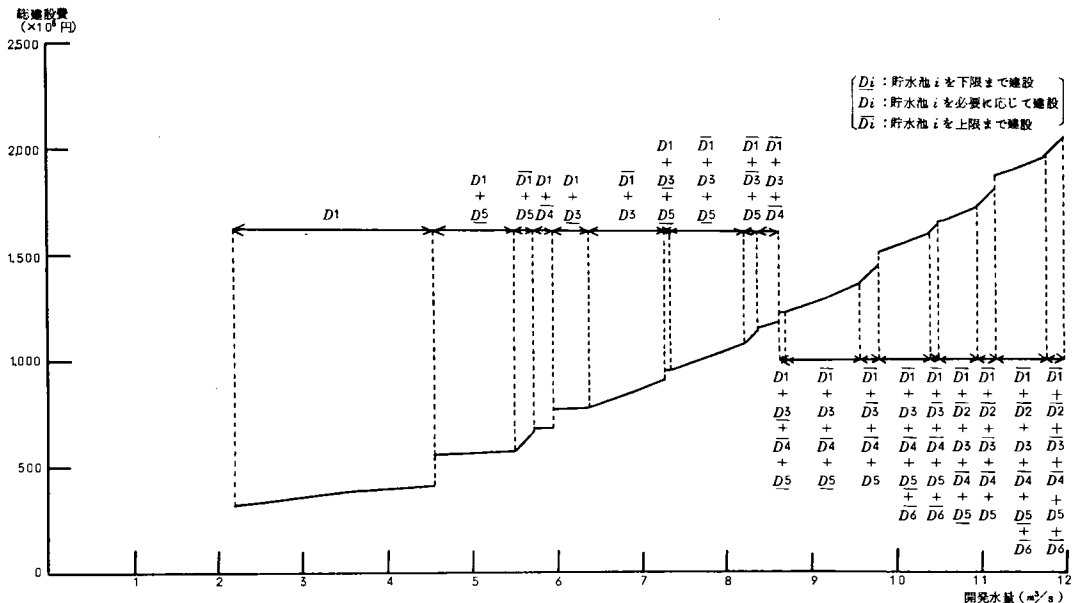


図9.2.4 各貯水池の単位開発コスト



図－9.2.5 開発水量に対する貯水池の組合せと総建設費

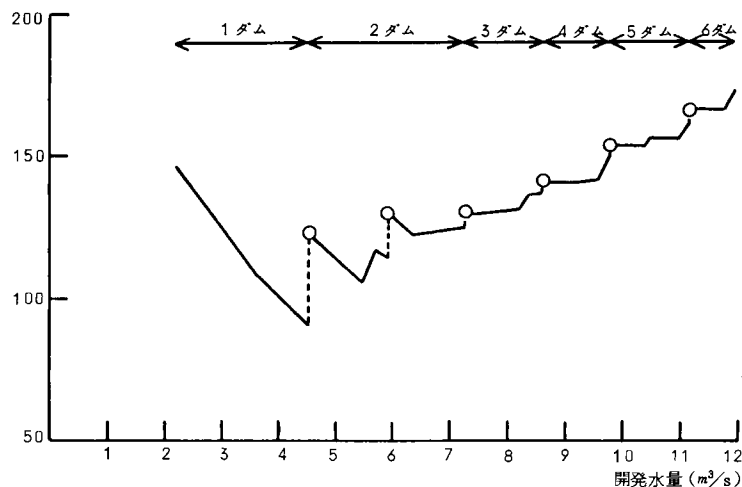
さい貯水池1が選定され、貯水池1の単独開発水量をこえると、次いで単位開発コストの小さい貯水池5または4、3と貯水池1の2貯水池の組合せが選定される。開発必要量が増加すると3貯水池の組合せとなるが、このときも単位開発コストの小さい貯水池1、3が優先され、これらと貯水池5または4との組合せが選定される。ついで貯水池1、3、4、5の4貯水池の組合せとなり、さらなる開発必要量の増加により貯水池6が追加される。以上のケースにおいて単位開発コストが小さいにもかかわらず貯水池2が選定されない理由は、図－9.2.4に示したように貯水池2の建設が、開発水量も大きく、単位開発コストも安い貯水池1の開発効率を損うためである。開発必要量が貯水池1、3、4、5、6の組合せの最大開発水量を越えたとき、はじめて貯水池2を含む組合せが選定される。

図－9.2.6は以上の各開発必要量に対する最適規模・配置パターンでの単位開発コスト（総建設費／総開発水量）を図示したものである。開発水量が約 $6 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上では開発水量の増加にともない単位開発コストも増加し、とくに4貯水池の組合せから貯水池6または2を含む5貯水池の組合せへの移行点で急増している。このことより、当流域においては（維持流量も含んだ）開発必要量を約 $9.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下に抑えた方がコストからみて効率的であるといえる。

(4) 段階的建設計画モデルの適用結果と考察

本節(3)において計画目標年度の開発必要量に対する総建設費を最小とする最適施設規模・配置パターンを得た（図－9.2.2）。ここでは、この施設規模・配置パターンを受けて、計画途中年度における開発必要量の変化に応じて各施設をどの順序でいつ建設するのが経済的か分析する。なお、対象とする施設は、(3)で述べた理由より貯水池のみとする。

単位開発コスト＝総建設費／開発水量
(10^8 円/ m^3/s)

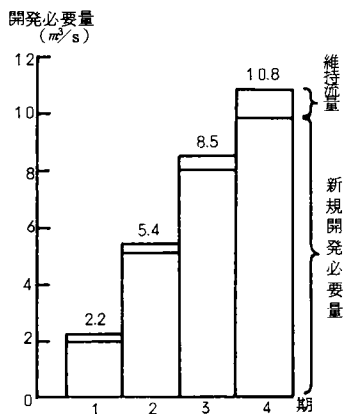


図－9.2.6 単位開発コストの変化

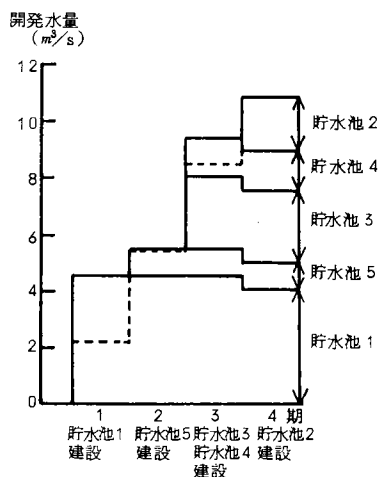
計画期間20年を5年単位の4期に分割し、図－9.2.7に示す各期の開発必要量を開発し、建設費の最終年度価値の総和が最小となる貯水池（貯水池1、2、3、4、5）の建設順序を段階的建設計画モデルの適用により求めた。ここで、利子率は多目的ダムのコスト・アロケーションに用いられる標準の利子率²⁾を参考に年7%とした。

図－9.2.8に結果を示す。建設順序は貯水池1→貯水池5→貯水池3、4→貯水池2であり、この結果は図－9.2.4の各貯水池の単位開発コストより説明される。

すなわち、第1期には単位開発コストが最も低く、開発量も大きいため当期の必要量を充足する貯水池1が建設される。第2期には開発量が小さいため当期の必要量に対しむだの少なく、かつ単位開



図－9.2.7 各期の開発必要量



図－9.2.8 時間的貯水池建設パターン

発コストも小さい貯水池5が建設され、ついで単位開発コストの低い貯水池3、4が第3期に建設される。そして、第4期に残りの貯水池2が建設される。貯水池2の単位開発コストは貯水池4より小さいにもかかわらず貯水池2の建設が遅れるのは次の理由による。貯水池2は貯水池1の開発量に影響を与え、貯水池2の建設が貯水池1の開発効率を低下させる。この低下分を考慮すると貯水池2の単位開発コストは貯水池4よりも大きくなるためである。

以上より、必要量に見合う水量が開発できるとすれば、他貯水池の開発効率に与える影響も考慮した単位開発コストの少ない順に貯水池が建設されると結論することができる。

第3節 利水安全度評価モデルの適用

(1) 概 説

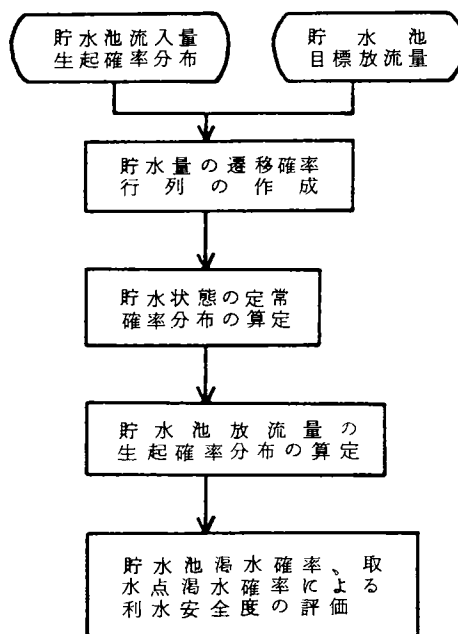
第4章で構成した利水安全度評価モデルにより対象流域の水資源開発システムの利水安全度を評価する³⁾

評価対象とする開発システムは、(2)、(3)で詳述するが、既設および計画の4貯水池（総利水容量 $4,020 \times 10^4 \text{ m}^3$ ）で約 $1.35 \text{ m}^3/\text{s}$ の水量を開発するものであり、第2節(4)の段階的建設計画の第2期の開発必要量に対応する。ただし、本節では現行の貯水池計画に準拠しているため、貯水池の利水容量は第2節(3)で求めた最適規模・配置パターンでの容量よりも小さくなっている。

第4章で構成したモデルの利水安全度評価手順を図一9.3.1に示す。その概要は以下のとおりである。

まず、貯水池流入量の生起確率分布および所与の計画取水量系列より定められる目標放流量系列をもとに貯水量の遷移確率行列を作成する。そして、この遷移確率行列から貯水状態の定常確率分布、放流量の生起確率分布を算定し、貯水池が目標放流量を放流できない確率（貯水池渇水確率）、取水点流量が計画取水量に満たない確率（取水点渇水確率）として安全度を評価するものである。

第4章でも述べたように、このような利水安全度評価の考え方は従来単一貯水池を対象として適用されてきたものであるが、第4章では、複数の貯水池、取水地点からなる利水システムを対象とした場合へ評価モデルの拡張を行った。このため、本節では、貯水池群の統合形態を3ケース考え、各ケースの安全度評価結果の比較より貯水池群の統合の取り扱いに関する検討を行うとともに、直列、並列貯水池の利水安全度からみた最適目標放流量系列の配分について考察する。

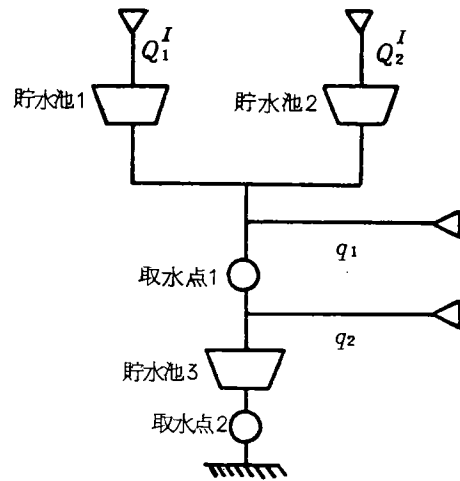


図一 9.3.1 遷移確率行列による
評価モデル

(2) 評価条件および貯水池の統合ケース

遷移確率行列による利水安全度評価モデルの適用にあたり評価対象とする水資源開発システムを図－9.3.2のようにモデル化した。下流の2貯水池は容量も小さく（各 $500 \times 10^4 \text{ m}^3$ ）その間に取水点もないことより統合し1貯水池とみなしてモデル化した。

当モデルでは、モデル構成上水量を離散化して取り扱う必要がある。このとき、水量の離散化単位を大きくすると評価の精度が粗くなる。また、細かすぎると遷移確率行列の次元が大きくなり計算時の容量、時間とも大きくなり問題が生ずる。ここでは、実用的見地から、貯水池容量、計画取水量との関連で、水量の離散化単位を $250 \times 10^4 \text{ m}^3$ とした。貯水池諸元、取水点計画取水量を表－9.3.1、9.3.2に示す。



図－9.3.2 安全度評価のための水資源開発システム

表－9.3.1 貯水池諸元

($\times 250 \text{ 万 m}^3$)

	有効貯水容量 k_i	目標放流量 m_i
貯水池 1	4	1、2、3
貯水池 2	8	3、4、5
貯水池 3	4	3、

表－9.3.2 取水点取水量 (D_1, D_2)

($\times 250 \text{ 万 m}^3$)

月 地点	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	平均
取水点 1	9		11	12	11		10		9			10	10
取水点 2	3		3	3	3		3		3			3	3

注) 目標放流量 の－は年平均値を示す。

また、計算にあたっては、貯水池流入量系列が定常とみなせるような季節分割を行い、各季節において流入量が互いに独立となるような単位期間長を選定する必要がある。まず、季節分割は、半旬および日流量の月別平均値、標準偏差をもとに表－9.3.3に示す7季とした。

表－9.3.3 季節分割と各季の貯水池、残流域流入量（期待値）

月 流入量	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
Q_1^I	0.86		1.31		1.85	3.31	3.33		1.73			0.77
Q_2^I	1.81		2.99		4.28	7.07	7.41		4.05			1.69
q_1	11.65		18.78		29.42	26.44	38.30		20.15			8.04
q_2	5.01		8.48		8.52	9.50	10.85		5.53			10.12

($\times 250 \times 10^4 \text{ m}^3$)

つぎに、コレログラム解析の結果、半旬流量で6半旬、日流量で6～19日程度の持続性が検出されたことより単位期間長は月とする。そして、各季の流入量分布の推定は24年間の実績月流量に対数

正規分布をあてはめることにより行った。

残流域流入量は、上流貯水池の流入量との相関が高く認められたため上流貯水池群流入量との回帰式で表わすこととした。このため、下流貯水池の流入量分布の設定に際して用いる確率変量は上流貯水池群を対象とした流入量と放流量の2確率変量となる。

ところで、前述したように、貯水状態の遷移確率行列の作成に際しては、通常、ここで対象とする複数個の貯水池をもつ水資源開発システムについても貯水池群を統合して単一の貯水池とみなした取り扱いがなされる。これは、取り扱いが容易な上に取水点などの位置が単純な場合には有効な手段と考えられるためである。しかし、ここで対象とするシステムのように取水点が貯水池群の中間にあり、さらに取水点の上下流に残流域流入量が存在する場合には必ずしも対象システムを現実 に即した形でモデル化する方法とはならないと思われる。

表－9.3.4 演算ケース

ケース	貯水池諸元		貯水池統合形態
	有効貯水池容量	目標放流量(×250万 m^3)	
a	$k = k_1 + k_2 + k_3$	$m = D_1 + D_2$	3貯水池統合
b	$k_I = k_1 + k_2$	$m_I = \bar{2}, \bar{4}, \bar{6}, \bar{8}, \bar{10}$	上流2貯水池統合
	$k_{II} = k_3$	$m_{II} = 3(=D_2)$	
c	$k_I = k_1$	$m_I = 1, 2, 3$	3貯水池
	$k_{II} = k_2$	$m_{II} = \bar{5}, \bar{4}, \bar{3}$	
	$k_{III} = k_3$	$m_{III} = 3(=D_2)$	

る。

したがって、ここでは、上記の考え方を拡張することを試みる。このため、貯水池の統合ケースをいくつか考え、貯水池群の取り扱いによる結果の相異について比較検討する。すなわち、表－9.3.4に示すように、

ケースa：3貯水池を統合して単一の貯水池とみなしたケース

ケースb：並列の位置関係にある上流2貯水池を統合し、上下流に直列に配置された2貯水池とみなしたケース

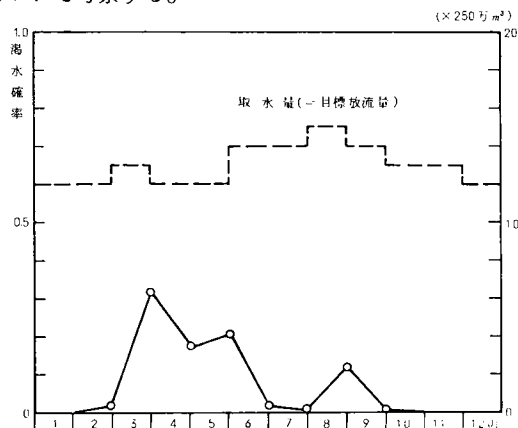
ケースc：図－9.3.2に示す通り上流に並列配置の2貯水池、下流に1つの貯水池の3貯水池を対象とするケース

の3ケースを考え、これら3ケースの利水安全度の評価結果の比較検討を行うとともに、利水安全度からみた各貯水池の最適目標放流量系列の設定について考察する。

(3) 評価結果と考察

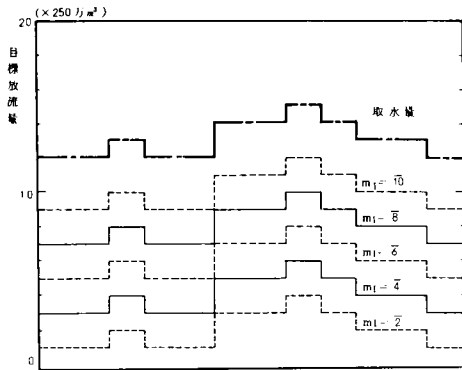
まず、ケースaの結果を考察する。図－9.3.3に取水点1、2の取水量の和 $D_1 + D_2$ を目標放流量とした貯水池渇水確率を示す。とくに渇水確率が高くなる月は4月、5月、6月、9月であり、取水量に比べて流入量が少ない月、そのなかでも前の月に取水量が增大した月の渇水確率が高い。

つぎに、ケースbの結果について述べる。ここでは、上流貯水池の目標放流量を種々変化させた場合の渇水確率の変化を検討するため、上流貯水

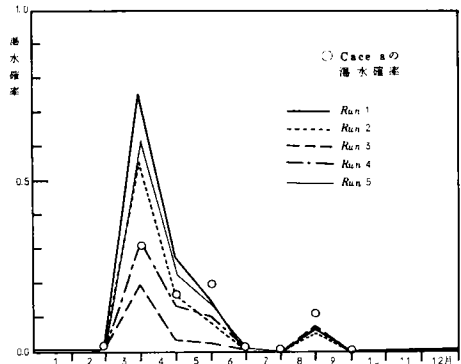


図－9.3.3 貯水池渇水確率 (Case a)

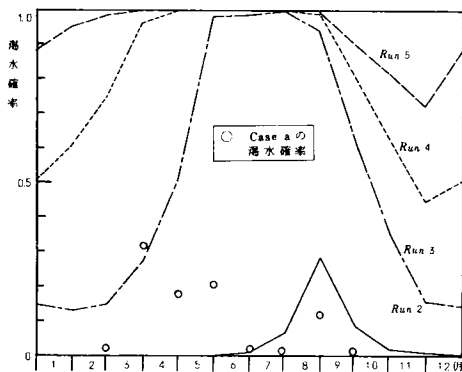
池目標放流量系列として図－9.3.4の5系列を設定した。図－9.3.5、9.3.6に上、下流各貯水池の
 渇水確率を示す。上流貯水池では、当然のことながら目標放流量を大きく設定する程渇水確率は高く
 なり、とくに目標放流量の年平均値が $6(\times 250 \text{万} \text{m}^3)$ 以上の系列3、4、5において夏季の渇水確率



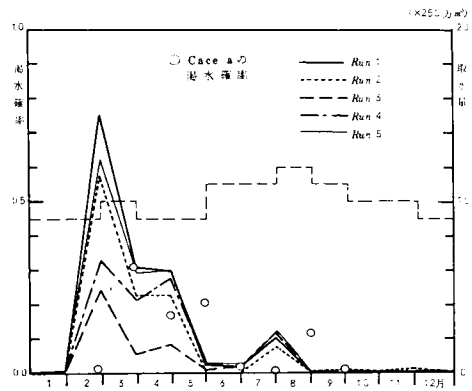
図－9.3.4 上流貯水池(群)目標放流量
 (Case b)



図－9.3.6 下流貯水池渇水確率
 (Case b)



図－9.3.5 上流貯水池群渇水確率
 (Case b)



図－9.3.7 取水点1渇水確率
 (Case b)

が著しく増大する。一方、下流貯水池では上流貯水池の目標放流量を大きく設定しても必ずしも渇水
 確率は低くならず、ここで設定した上流貯水池目標放流量系列のなかでは系列3での渇水確率が各月
 とも最小となる。このことは、下流貯水池の調節能力(容量)に見合うよう上流貯水池目標放流量系
 列を設定することの必要性を示している。また、図－9.3.7に上流側取水点1の取水点渇水確率を示
 す。取水点渇水確率も、下流貯水池と同様、上流貯水池の目標放流量系列が系列3のとき最小となる。
 このようにして、下流貯水池および取水点1の渇水確率からみた上流貯水池の最適目標放流量系列は、
 (ここで設定した系列のなかでは)系列3であるといえる。

以上の結果と前述のケースaとの結果の相異について比較検討する。図－9.3.5～9.3.7にはケー
 スaの結果(渇水確率)を○印で示してある。図－9.3.6の下流貯水池渇水確率について比較すると、
 各月の傾向はかなり類似しているが確率値自体は目標放流量系列により大きく異なる。ケースaの結
 果と最も類似した結果を示すのは系列4であり、上下流の各貯水池の目標放流量の和がケースaと等

しくなる系列5においては渇水確率が全般に高くなる。そして、最適目標放流量系列である系列3ではケースaに比べ各月とも渇水確率が低くなることがわかる。一方、図-9.3.7に示す取水点1の渇水確率をみると、両ケースに1ヶ月(1単位期間)のずれがみられ、3貯水池を統合した場合は上流取水点の渇水確率が下流貯水池の渇水の始まる前の月(すなわち統合された貯水池で渇水の始まる前の月)として評価できないことがわかる。また、取水点1の渇水確率においても、最適目標放流量系列(系列3)では、上述の1ヶ月のずれを考慮すると、ケースaに比べ各月とも渇水確率が低くなる。

これらのことより、複数の貯水池を統合して1貯水池とみなしその渇水確率を評価することは、概略評価においては有効であるが、複数の取水点があり各取水点での渇水確率を問題とするような場合には必ずしも的確な評価とはならず、目標放流量を適切に設定することにより渇水月においてかなり高い安全度を有するようになることがわかった。そこで、以下では、3貯水池を対象としたケースcでの各貯水池の渇水確率に関する検討を行い、上流の並列2貯水池の目標放流量の最適配分について考察する。

上流の並列2貯水池の各目標放流量は2貯水池を統合したケースbの最適目標放流系列(系列3)を種々の配分比率のもとで両貯水池に割り振ることにより設定することとし、表-9.3.5に示すような配分のもとで渇水確率を算定した。

表-9.3.5 貯水池目標放流量 (Case c) ($\times 250 \text{万} \text{m}^3$)

月 系列	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
C-1	4 1	4 1	6 1	6 1	7 1	6 1	5 1	5 1	4 1	4 1	4 1	5 1
C-2	3 2	3 2	5 2	5 2	6 2	5 2	4 2	4 2	3 2	3 2	3 2	4 2
C-3	2 3	2 3	4 3	4 3	5 3	4 3	3 3	3 3	2 3	2 3	2 3	3 3

上段：貯水池2目標放流量、下段：貯水池1目標放流量
貯水池3の目標放流量は一定 ($3 \times 250 \text{万} \text{m}^3$)

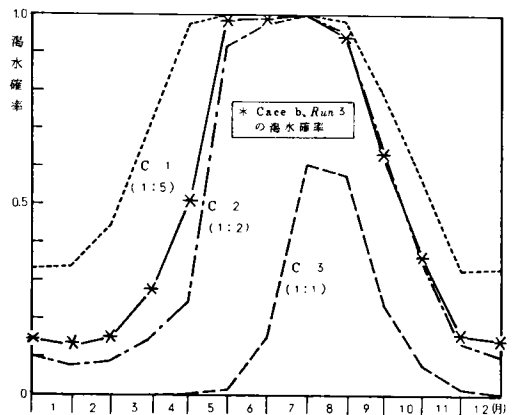
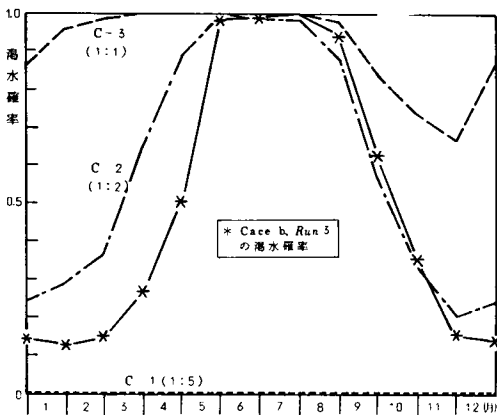
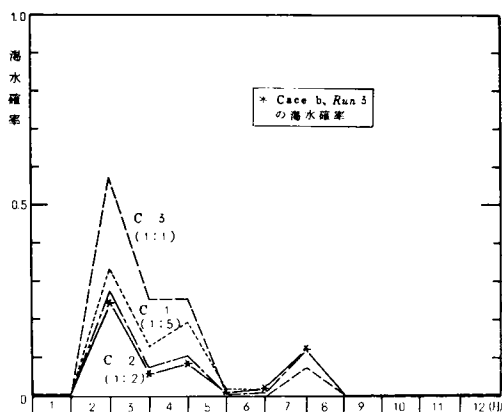
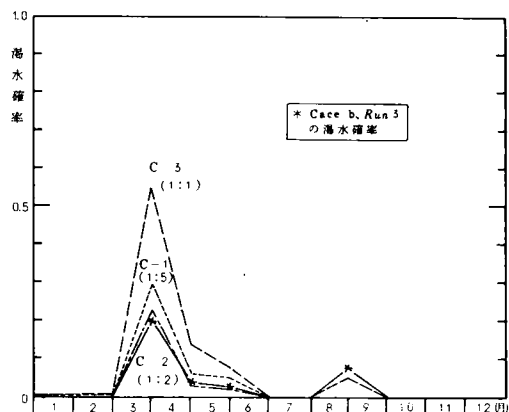


図-9.3.8(1) 貯水池1渇水確率 (Case c) 図-9.3.8(2) 貯水池2渇水確率 (Case c)



図－9.3.9 貯水池3渇水確率 (Case c)



図－9.3.10 取水点1渇水確率 (Case c)

図－9.3.8(1)、(2)に各系列での上流の貯水池1、2の渇水確率を、図－9.3.9、9.3.10に下流の貯水池3ならびに取水点1の渇水確率を示す。貯水池1、2の渇水確率は、当然のことながら当該貯水池の配分比率を小さくする程小さくなり、とくに貯水池2の渇水確率は系列C－3では各月ともきわめて大きいのに対し、系列C－1ではほとんど0となる。一方、貯水池3および取水点1の渇水確率は全般的に系列C－3、C－1、C－2の順に小さくなる。これらの図において*印で示す確率はケースbでの最適目標放流量系列(系列3)のもとでの渇水確率であるが、各貯水池、取水点とも系列C－2のそれと良好な一致を示している。

以上のことより、ここで設定した並列2貯水池の目標放流量配分比率のなかでは系列C－2(配分比率約1:2)が最適配分を与えるといえる。一方、これら2貯水池の容量比率が約1:2であり、実績データより貯水池流入量比率も年間を通してほぼ1:2と判断できる。そこで、将来の予測流入量に比例して貯水池のあき容量を作って行くスペース・ルール⁴⁾が並列貯水池の放流ルールとして妥当であることが、利水安全度評価結果からも検証できる。

第4節 水資源配分過程モデルの適用

(1) 概 説

第5章で構成した水資源配分過程モデルを適用して、開発された水資源を、河川水質に与える影響をも考慮した場合、いつ、どの地区に、どれだけ配分するのが良いかという水資源配分過程を求める⁵⁾⁶⁾。

この水資源配分過程モデルは、水資源の配分による社会・経済効果(用水配分効果)の最大化と河川水質に与える影響の最小化というトレード・オフの関係にある2種の達成目標を同時に評価した多目的評価のもとでの適正水資源配分過程を求めるモデルである。当モデルは、表－9.4.1に示すように、各地区への水資源配分量の関数として基準地点の流量、流下負荷量を表わし、これらの年次変化を状態方程式とし、各地区への水資源配分量の年増加量を操作変数とした制御プロセスとして定式化される。モデルの解法として最大原理の適用が可能である。

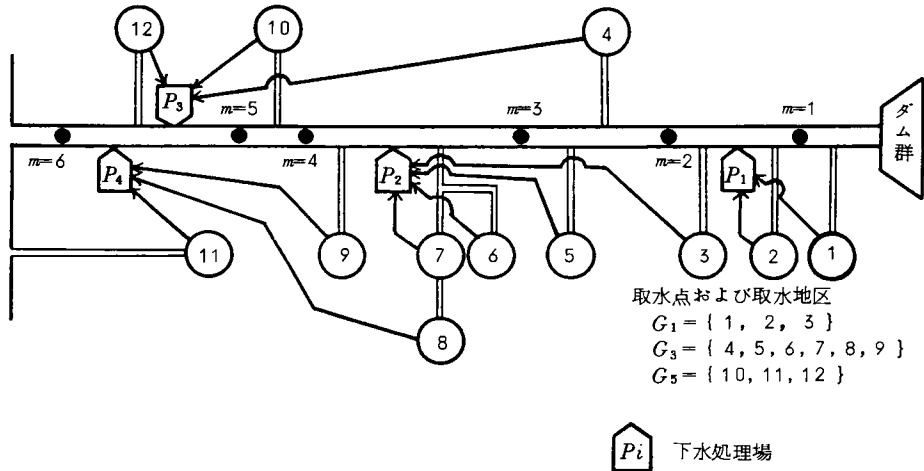
表一 9. 4. 1 水資源配分過程モデル

シ ス テ ム 方 程 式	支川の流量				
	$q_i(t) = q_i^n(t) + q_i^p(t)$	(1)	$q_i(t)$: 地区 i に対応する支川の流量		
	$q_i^n(t) = \lambda_i \cdot (1 - u_i^p(t)) \cdot X_i(t)$	(2)	$q_i^n(t)$: 地区 i に対応する支川の還元水量		
	支川の流出負荷量		$q_i^p(t)$: 地区 i に対応する支川の自然流量		
	$l_i(t) = l_i^n(t) + g_i(t)$	(3)	$l_i(t)$: 地区 i に対応する支川の流出負荷量		
	$l_i^n(t) = (1 - u_i^p(t)) \cdot (1 - u_i^q(t)) \cdot \omega_i(t) \cdot X_i(t)$	(4)	$l_i^n(t)$: 地区 i に対応する支川の流達負荷量		
	処理場の放流量、放流負荷量		$g_i(t)$: 地区 i に対応する支川の自然流出負荷量		
	$q_k^f(t) = \sum_{i \in F_k} u_i^p(t) \cdot X_i(t)$	(5)	λ_i : 地区 i の (水量) 流出率		
	$l_k^f(t) = e_k(t) \cdot \sum_{i \in F_k} u_i^p(t) \cdot X_i(t)$	(6)	$1 - u_i^p(t)$: 地区 i の (負荷量) 流達率		
状 態 方 程 式	取水点での取水量		$u_i^q(t)$: 地区 i の下水道整備率		
	$q_j^d(t) = \sum_{i \in G_j} X_i(t) + B_j$	(7)	$\omega_i(t)$: 地区 i の発生負荷強度 (水質)		
	基準点の流量、流下負荷量		$X_i(t)$: 地区 i の水資源配分量		
	$Q_m(t) = Q_0(t) \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} q_i(t) \cdot \gamma_{im} + \sum_{k \in K_m} q_k^f(t) \cdot \gamma_{km} - \sum_{j \in J_m} q_j^d(t)$	(8)	$q_k^f(t)$: 処理場 k の放流量		
	$L_m(t) = L_0(t) \cdot \delta_{0m} + \sum_{i \in I_m} l_i(t) \cdot \delta_{im} + \sum_{k \in K_m} l_k^f(t) \cdot \delta_{km}$	(9)	$l_k^f(t)$: 処理場 k の放流負荷量		
	基準点での流量、流下負荷量の年次変化		$e_k(t)$: 処理場 k の放流水質		
	$\frac{dQ_m(t)}{dt} = f_m[x(t); \theta(t)]$	(10)	$q_j^d(t)$: 取水点 j よりの取水量		
	$\frac{dL_m(t)}{dt} = f_{m+m}[x(t); \theta(t)]$	(11)	B_j : 取水点 j よりの農水取水量		
	操作変数		$Q_m(t)$: 基準点 m の流量		
操 作 変 数	各地区への水資源配分量の年次変化		$L_m(t)$: 基準点 m の流下負荷量		
	$\theta_i(t) = \frac{dX_i(t)}{dt}$	(12)	$Q_0(t)$: 上流貯水池 (群) での水資源開発量		
	達成目標① : 用水配分効果の最大化		$L_0(t)$: 上流貯水池 (群) からの自然流出負荷量		
	$J_1 = \sum_j \beta_j^1 \cdot \theta_j / w_j^1 \rightarrow \max$ (生活用水 ; 給水人口)	(13)	γ_{mn} : 地点 m 、 n 間の流量到達率		
	$J_2 = \sum_j \beta_j^2 \cdot \theta_j / w_j^2 \rightarrow \max$ (工業用水 ; 工業出荷額)	(14)	δ_{mn} : 地点 m 、 n 間の負荷量到達率		
	達成目標② : 河川水質の保全 (各基準点流下負荷量最小化)		$x(t) = [Q_m(t), L_m(t), X_i(t)]$: 状態変数ベクトル		
	$J_{2+m} = L_m(t) \rightarrow \min$	(15)	$\theta(t) = [\theta_i(t)]$: 操作変数ベクトル		
	不効用関数 (上記 2 種の目標の不達成度を示す関数)		F_k : 処理場 k に下水が取り入れられている地区の集合		
	$V(L(t), \theta(t)) = \max \left\{ \frac{ J_1^s - J_1 }{ J_1^s - J_1^p }, \frac{ J_2^s - J_2 }{ J_2^s - J_2^p }, \frac{ J_{2+m}^s - J_{2+m} }{ J_{2+m}^s - J_{2+m}^p } \right\}$	(16)	G_j : 取水点 j より取水している地区の集合		
達 成 目 標 ・ 評 価 関 数	評価関数		I_m : 基準点 m よりも上流に流入する支川の集合		
	$S = \int_0^T V(L(t), \theta(t)) dt \rightarrow \min$	(17)	K_m : 基準点 m よりも上流に放流する処理場の集合		
	新規水資源開発量による制約		J_m : 基準点 m よりも上流に位置する取水点の集合		
	$\sum_i \theta_i(t) \leq W(t)$	(18)	β_j^1 : 都市用水構成比率 ($j = 1$: 生活用水)		
	$W(t) = Q_0(t) - \sum_i X_i(t-1)$	(19)	w_j^1 : 都市用水原単位 ($j = 2$: 工業用水)		
	各地区への水資源配分量の制約		J_j^s : 達成目標 j の満足水準		
	$\theta_i(t) \leq \mu_i(t)$	(20)	J_j^p : 達成目標 j の許容水準		
	$\mu_i(t) = X_i^{\max}(t) - X_i(t-1)$	(21)	$X_i^{\max}(t)$: 地区 i の都市用水需要量の上限		

(2) システムの定式化

(a) 流域のモデル化

この水資源配分過程モデルは、第5章でも述べたように、都市用水（生活用水および工業用水）の配分問題を取り扱う。そこで、都市用水需要の大きい流域中、下流部を対象領域とし、その取排水システムを図－9.4.1に示すようにモデル化した。



図－9.4.1 水資源配分のための流域システム

水資源開発は対象領域の上流で全て行われるものとし、領域内の各支流を基準として地区分割を行い、水資源配分の基本ブロックとした。また、本川上に基準点を6ヶ所設定した。うち3ヶ所（ $m=1, 3, 5$ ）は取水点、残り3ヶ所（ $m=2, 4, 6$ ）は環境基準点である。なお、計画対象期間は、第2節の水資源開発施設計画と同様、20年とする。

(b) 制約条件

第5章第2節(4)でも述べたように、状態変数（流量、流下負荷量）に係わる制約を課すことはアルゴリズムを極度に複雑なものとし、解くことがほとんど不可能になる。そこで、ここでは、操作変数（水資源配分量の年増加量）に係わる制約のみを課すこととし、次の2種の制約を考えた。

すなわち、各年度 t ($t=1, 2, \dots, 20$) 毎に非負の $\theta_i(t)$ ($i=1, 2, \dots, 12$) に対して、

$$\left. \begin{aligned} \textcircled{1} \quad & \sum_{i=1}^{12} \theta_i(t) \leq W(t) \\ & W(t) = Q_0(t) - \sum_{i=1}^{12} X_i(t-1) \end{aligned} \right\} \quad (9.4.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \textcircled{2} \quad & \theta_i(t) \leq \mu_i(t) \\ & \mu_i(t) = X_i^{\max}(t) - X_i(t-1) \quad (i=1, 2, \dots, 12) \end{aligned} \right\} \quad (9.4.2)$$

とする。ここに、 $X_i^{\max}(t)$ ：地区 i の都市用水需要量の上限であり、他の変数は表－9.4.1に記した通りである。（9.4.1）式は t 年度における流域全体の水資源配分量の増分がその年度での新規水資源開発量より小であることを示しており、（9.4.2）式は各地区への水資源配分量がその地区での需要量の上限を越えないことを示している。

(c) アルゴリズムの定式

第5章第3節で導いた最大原理による解法（図－5.3.2参照）によると、図－9.4.1の流域システムでは、地区数 $N=12$ 、基準点数 $M=6$ であるから計18個の補助変数の初期値を仮定し、 $t=T(=20)$ ですべての補助変数が0となるが必要となる。しかし、このような問題を厳密に解くことはほとんど不可能である。そこで、河川水質の保全を示す評価は、流域全体での発生負荷量を集約して最も大きな流下負荷量が予測される最下流の基準点($m=6$)でのみ考えることとする。すると、表－9.4.1の(10)式の不効用関数は、

$$V(L_6(t), \theta(t)) = \max \left\{ \frac{|J_1^s - J_1|}{|J_1^s - J_1^p|}, \frac{|J_2^s - J_2|}{|J_2^s - J_2^p|}, \frac{|J_3^s - J_3|}{|J_3^s - J_3^p|} \right\} \quad (9.4.3)$$

$$J_3 = L_6(t)$$

と、 $L_6(t) = x_{12}(t)$ および $\theta_i(t) (i=1, 2, \dots, 12)$ のみの関数となる。

さらに、支川の自然流量 $q_i^a(t)$ 、自然的流出負荷量 $g_i(t)$ 、 $L_0(t)$ 、流出率 λ_i 、流達率 $(1-u_i^n(t))$ 、下水道整備率 $u_i^a(t)$ 、処理場放流水質 $e_k(t)$ 、発生負荷強度 $\omega_i(t)$ 、農水取水量 $B_j(t)$ を定数もしくは区分的に連続な定数と仮定すれば、表－9.4.1の(10)、(11)式の状態方程式は、次式のように $\theta_i = dX_i(t)/dt$ だけの関数となる。

$$\begin{aligned} \frac{dQ_m(t)}{dt} &= \frac{dQ_0(t)}{dt} \cdot \gamma_{0m} + \sum_{i \in I_m} a_i^q(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \cdot \gamma_{im} + \sum_{k \in K_m} \sum_{i \in F_k} u_i^a(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \cdot \gamma_{km} \\ &\quad - \sum_{j \in J_m} \sum_{i \in G_j} \frac{dX_i(t)}{dt} \quad (m=1, 2, \dots, 6) \end{aligned} \quad (9.4.4)$$

$$\frac{dL_m(t)}{dt} = \sum_{i \in I_m} a_i^l(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \cdot \delta_{im} + \sum_{k \in K_m} e_k(t) \cdot \sum_{i \in F_k} u_i^a(t) \cdot \frac{dX_i(t)}{dt} \cdot \delta_{km} \quad (m=1, 2, \dots, 6) \quad (9.4.5)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで、} a_i^q(t) &= \lambda_i \cdot (1-u_i^q(t)) \\ a_i^l(t) &= (1-u_i^n(t)) \cdot \omega_i(t) \cdot (1-u_i^q(t)) \end{aligned} \right\} \quad (9.4.6)$$

である。

こうして、図－9.4.1の流域システムでの水資源配分過程モデルの状態方程式系は、

$$\begin{aligned} \mathbf{x}(t) &= (Q_1(t), \dots, Q_6(t), L_1(t), \dots, L_6(t), v_1(t), \dots, v_{12}(t), v_{13}(t))^T \\ \boldsymbol{\theta}(t) &= (\theta_1(t), \dots, \theta_{12}(t))^T \end{aligned} \quad (9.4.7)$$

として、

$$\left. \begin{aligned} \frac{dQ_m}{dt} &= f_m(\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)) = \sum_i \beta_{mi}^Q(t) \cdot \theta_i(t) + \frac{dQ_0}{dt} \quad (m=1, 2, \dots, 6) \\ \frac{dL_m}{dt} &= f_{6+m}(\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)) = \sum_i \beta_{mi}^L(t) \cdot \theta_i(t) \quad (m=1, 2, \dots, 6) \\ \frac{dv_i}{dt} &= f_{12+i}(\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)) = \theta_i(t) \quad (i=1, 2, \dots, 12) \\ \frac{dv_{13}}{dt} &= f_{25}(\mathbf{x}(t); \boldsymbol{\theta}(t)) = V(L_6(t), \boldsymbol{\theta}(t)) \end{aligned} \right\} \quad (9.4.8)$$

となる((5.3.12)～(5.3.15)式参照)。また、随伴方程式系は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{dZ_s}{dt} &= 0 \quad (s=1, 2, \dots, 11) \\ \frac{dZ_{12}}{dt} &= -Z_{25} \frac{\partial V(L_6(t), \boldsymbol{\theta}(t))}{\partial x_{12}} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{dZ_{12+s}}{dt} &= 0 \\ \frac{dZ_{25}}{dt} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (s=1, 2, \dots, 12) \quad (9.4.9)$$

となる((5.3.18)～(5.3.21)式参照)。ここで、評価関数(表-9.4.1の(17)式)より、

$$\begin{aligned} Z_s &= 0 \quad (s=1, 2, \dots, 24) \\ Z_{25} &= 1 \end{aligned} \quad (9.4.10)$$

となり((5.3.23)式参照)、これらと随伴方程式系(9.4.9)式より、つぎの方程式系をうる((5.3.24)式参照)。

$$\left. \begin{aligned} Z_s(t) &= 0 \quad (s=1, 2, \dots, 11, 13, \dots, 24) \\ Z_{25}(t) &= 1 \\ \frac{dZ_{12}(t)}{dt} &= -\frac{\partial V(L_6(t), \theta(t))}{\partial x_{12}}, \quad Z_{12}(T) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (9.4.11)$$

上式からわかるように、未知初期条件の補助変数は Z_{12} のみとなり、ハミルトン関数は次式となる((5.3.25)式参照)。

$$\begin{aligned} H &= Z_{12} \cdot f_{12} + V(L_6(t), \theta(t)) \\ &= \sum_{i=1}^{12} Z_{12} \cdot \beta_{6i}^L \cdot \theta_i(t) + V(L_6(t), \theta(t)) \end{aligned} \quad (9.4.12)$$

以上により、本モデルの最大原理によるアルゴリズムは、状態ベクトルの初期条件 $\mathbf{x}(0) = (Q_1(0), \dots, Q_6(0), L_1(0), \dots, L_6(0), v_1(0), \dots, v_{12}(0), 0)$ のもとで、未知初期条件 $Z_{12}(0)$ を仮定し、各 t において(9.4.1)、(9.4.2)式の制約条件下で(9.4.12)式のハミルトン関数 H を最小とする $\theta_i(t) (i=1, 2, \dots, 12)$ を求める目標計画問題を $T=20$ 回解き、その結果得られる $Z_{12}(T)$ が 0 となるかどうかを調べ、もし $Z_{12}(T) \neq 0$ なら $Z_{12}(0)$ を仮定し直して上述の手続きを繰り返すこととなる。

(3) 演算ケースおよび入力データ

(2)では、図-9.4.1の流域システムを対象として、水資源配分過程モデルの状態方程式系、評価関数、制約条件の具体的定式化を行い、解法として最大原理を用いることを前提として、その随伴方程式系、ハミルトン関数を導いた。ここでは、入力データを整理するとともに演算ケースを設定する。

まず、水資源開発量 $Q_0(t)$ の年次増加パターンとして図-9.4.2に示す標準開発型のケースⅠ、初期に開発量が急増するケースⅡ、後期に急増するケースⅢの3パターンを考える。ケースⅠは本章第2節(4)で求めた経済性からみて最適な貯水池の段階的建設案によ

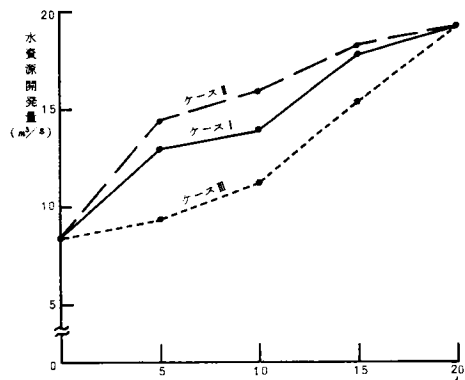


図-9.4.2 水資源開発量 $Q_0(t)$

る水資源開発量であり、ケースⅡ、Ⅲは各貯水池の建設順序を変えたものである。

これら、各ケースでの適正水資源配分過程を算定することにより、水資源開発パターンによる水資源配分過程の相違について検討する。

水資源開発量以外のデータのうち、状態方程式に関するものを表－9.4.2～9.4.4に示す。これらの入力データは、(2)で述べた仮定より、定数もしくは区分的に連続な定数としている。なお、流量到達率 γ は1.0とし、負荷量到達率 $\delta_{m,n}$ は表－9.4.5に示す地点間距離 $d_{m,n}$ より次式で定めた。

$$\delta_{m,n} = k^{d_{m,n}} \quad (9.4.13)$$

ここに k は流下距離1Km当りの浄化率であり、実測データより0.925とした。

表－9.4.2 入力データ(1)

(下水道整備率 $u_i^p(t)$ 、処理場放流水質 $e_k(t)$)

		$i \backslash t$	~ 5	~ 10	~ 15	~ 20
$u_i^p(t)$	パターンⅠ	7,8,9,10	0.10	0.80	0.95	1.00
	パターンⅡ	1,2,3,5,6	0.10	0.50	0.90	1.00
	パターンⅢ	4,10,12	0.10	0.20	0.50	1.00
$e_k(t)$	$k=1\sim 4$	(ppm)	20	10	5	5

表－9.4.4 入力データ(3)

(農水取水量 B_m
及び取水地区 G_m)

m	$B_m(\text{m}^3/\text{s})$	G_m
1	0.62	1,2,3
3	2.34	4,5,6,7,8,9
5	0.47	10 11 12

表－9.4.3 入力データ (2)

地区 i	流出率 λ_i	流達率 $1-u_i^n$	固有流量 $q_i^u(\text{m}^3/\text{s})$	自然流達 負荷量 $g_i(\text{g/s})$	負荷強度 $\omega_i(t)$ (ppm)				
					$t=0$	$t=5$	$t=10$	$t=15$	$t=20$
1	0.8	0.6	0.06	0.09	104	97	106	109	118
2	0.8	0.7	0.01	0.02	99	88	95	106	104
3	0.8	0.4	0.14	0.21	102	94	102	105	113
4	0.8	0.4	0.12	0.18	125	129	142	147	160
5	0.8	0.4	0.09	0.14	125	117	126	121	130
6	0.8	0.6	0.57	0.86	108	106	116	122	132
7	0.8	0.7	0.31	0.47	125	133	143	138	148
8	0.8	0.4	—	—	89	68	72	67	72
9	0.8	0.8	0.01	0.02	117	73	78	73	78
10	0.8	0.6	0.67	1.01	101	92	99	101	108
11	0.8	0.7	0.0	0.01	123	98	98	80	80
12	0.8	0.8	0.29	0.44	124	110	114	105	109

また、評価関数に関する入力データを表－9.4.6に、制約条件に関するものを表－9.4.7に示す。各地区の都市用水需要量の上限は、第8章第2節で行ったような水需要予測の結果得られる信頼区間の上限から定めることが考えられ、ここでは第8章第2節の生活用水の需要予測結果を参考に設定した。

つぎに、状態変数の初期値、すなわち $t=0$ における各基準点流量 $Q_m(0)$ 、流下負荷量 $L_m(0)$ および各地区への水資源配分量 $X_i(0)$ は、現況の水収支、負荷収支関係より表－9.4.8に示す値とした。

表-9.4.5 入力データ(4)

(流入点、放流点～基準地点間距離)
(Km)

	$m=1$	$m=2$	$m=3$	$m=4$	$m=5$	$m=6$
$i=1$	0.5	8.5	14.0	21.5	27.5	37.0
2	—	5.0	10.5	18.0	24.0	33.5
3	—	2.0	7.5	15.0	21.0	30.5
4	—	—	4.5	12.0	18.0	27.5
5	—	—	3.5	11.0	17.0	26.5
6	—	—	—	5.5	11.5	21.0
7	—	—	—	5.5	11.5	21.0
8	—	—	—	5.5	11.5	21.0
9	—	—	—	4.0	10.0	19.5
10	—	—	—	—	3.0	12.5
11	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	3.5
$k=1$	—	3.0	8.5	16.0	22.0	31.5
2	—	—	—	5.0	11.0	20.5
3	—	—	—	—	—	5.5
4	—	—	—	—	—	2.0

表-9.4.7 入力データ(6)

(都市用水需要量上限 $X_i^{\max}(t)$)
(m^3/s)

$i \backslash t$	0	5	10	15	20
1	0.38	0.44	0.50	0.69	0.89
2	0.74	1.01	1.26	1.80	2.42
3	0.41	0.59	0.75	1.10	1.46
4	0.06	0.12	0.17	0.26	0.36
5	0.42	0.93	1.46	2.25	3.23
6	0.09	0.62	1.14	1.86	2.64
7	0.63	1.08	1.53	2.28	3.18
8	0.39	0.68	0.98	1.46	2.04
9	6.50	7.80	9.11	12.47	14.78
10	2.13	2.66	3.18	4.41	5.82
11	2.24	3.00	3.81	5.42	9.89
12	1.23	1.76	2.28	3.27	4.32

表-9.4.6 入力データ(5)

地区 i	都市用水構成比率		原 単 位									
	生活用水	工業用水	生活用水 $w_i^1(t)$ ($\ell/\text{日} \cdot \text{人}$)					工業用水 $w_i^2(t)$ ($m^3/\text{日} \cdot \text{億円}$)				
	β_i^1	β_i^2	$t=0$	$t=5$	$t=10$	$t=15$	$t=20$	$t=0$	$t=5$	$t=10$	$t=15$	$t=20$
1	0.55	0.45	210	272	314	345	365	101	83	63	51	40
2	0.46	0.54	210	272	314	345	365	101	83	63	51	36
3	0.52	0.48	245	300	341	372	395	101	83	63	51	42
4	0.79	0.21	410	475	528	565	580	110	95	95	85	50
5	0.58	0.42	410	475	528	565	580	110	88	80	66	66
6	0.64	0.36	410	475	528	565	580	110	90	80	71	34
7	0.62	0.38	325	385	426	456	475	101	94	87	82	53
8	0.26	0.74	325	385	426	456	475	76	52	45	31	31
9	0.30	0.70	410	475	528	565	580	101	94	87	82	41
10	0.49	0.51	410	475	528	565	580	82	60	50	40	39
11	0.02	0.98	410	475	528	565	580	76	52	50	45	41
12	0.28	0.72	410	475	528	565	580	88	67	50	45	42

各達成目標の許容水準、満足水準は以下のように設定した。

用水配分効果に関する目標を表わす流域全体での給水人口の増分 J_1 および工業出荷額の増分 J_2 の満足水準 J_1^S , J_2^S は、各地区で需要量の上限まで新規水資源の配分を行ったとした場合の J_1 , J_2 の達成値とし、一方許容水準 J_1^P , J_2^P は新規水資源配分量 θ_i を 0 とした場合の J_1 , J_2 の値とする。また、河川水質の保全効果に関する目標を表わす最下流基準点での流下負荷量 J_3 の満足水準 J_3^S は 0 とし、許容水準 J_3^P は初期 ($t = 0$) での流下負荷量 $L_6(0)$ とする。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} J_1^S &= \sum_{i=1}^{12} \beta_i^1 \cdot \mu_i(t) / w_i^1(t), \quad J_1^P = \sum_{i=1}^{12} \beta_i^1 \cdot 0 / w_i^1(t) = 0 \\ J_2^S &= \sum_{i=1}^{12} \beta_i^2 \cdot \mu_i(t) / w_i^2(t), \quad J_2^P = \sum_{i=1}^{12} \beta_i^2 \cdot 0 / w_i^2(t) = 0 \\ J_3^S &= 0, \quad J_3^P = L_6(0) \end{aligned} \right\} \quad (9.4.14)$$

とした。

表-9.4.8 状態変数初期値

地区 i	水資源 配分量 $X_i(0) (m^3/s)$	地点 m	流量 $Q_m(0) (m^3/s)$	負荷量 $L_m(0) (g/s)$
1	0.169	1	8.60	10.5
2	0.337	2	7.90	38.5
3	0.211	3	8.30	36.5
4	0.036	4	5.70	300.0
5	0.237	5	7.40	250.0
6	0.053	6	4.50	160.0
7	0.210			
8	0.202			
9	3.734			
10	1.228			
11	1.287			
12	0.706			

(4) 適用結果と考察

図-9.4.2 に示した水資源開発パターン各ケースについて適正水資源配分過程を算定した。各ケースの結果を表-9.4.9 に示し、以下考察を加える。

各ケースとも基準点 6 への影響の小さい上流部の地区ならびに流域外へ流出する地区 11 への配分が大きく、とくに上流部の地区では制約限度まで配分されることが多い。また、水資源開発パターン (図-9.4.2) に依存し、ケースⅡは、ケースⅠよりも期間内の中、後半の配分量がやや小さいものの、両ケースは類似した配分形態をとるのに対し、ケースⅢは対象期間後半の配分量が大きい。

流域全体での配分量 ($\sum_{i=1}^{12} X_i(t)$) の年次変化を図-9.4.3 に示すが、ケースⅠでは $t = 1 \sim 5$ 、ケースⅡでは $t = 1 \sim 10$ において流域全体での配分量は増加しているものの、その増加量、すなわち新規水資源配分量は経年的に減少しており、各年の配分量は開発量 $Q_0(t)$ より小さい。これは河川水質の保全に関する目標によると考えられる。すなわち、水資源開発量を全て配分してしまうと用水配分効果に関する目標 J_1 , J_2 (表-9.4.1 の(13), (14)式参照) の達成度は増大するが、これらの年度での下水道整備率が低く、かつ放流水質も高いことから河川への流出負荷量が増加し、河川水質の保全に関する目標 J_3 (表-9.4.1 の(15)式参照) は許

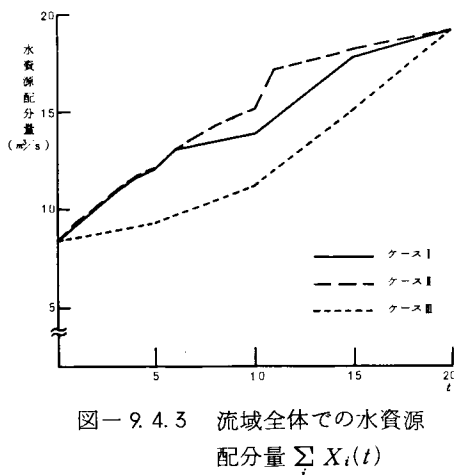


図-9.4.3 流域全体での水資源配分量 $\sum_i X_i(t)$

表一 9.4.9 新規水資源配分量 $\theta_i(t)$

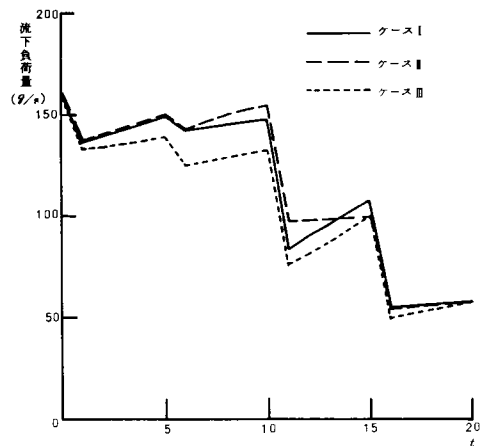
地区	ケース	新規水資源配分量 $\theta_i(t)$ (m ³ /s)																				$\Sigma \theta_i(t)$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
1	I	0.208	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.000	0.015	0.015	0.045	0.030	0.045	0.030	0.045	0.009	0.001				0.525
	II	0.208	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.000	0.015	0.015	0.045	0.030	0.045	0.030	0.045						0.521
	III	0.101	0.102	0.034	0.015	0.015	0.015	0.015	0.000	0.015	0.015	0.045	0.030	0.045	0.030	0.045	0.045	0.030	0.045	0.030	0.045	0.717
2	I	0.313	0.190	0.060	0.045	0.060	0.045	0.060	0.045	0.060	0.045	0.105	0.105	0.120	0.105	0.105	0.120	0.120	0.124	0.117	0.116	2.060
	II	0.326	0.177	0.060	0.045	0.060	0.045	0.060	0.045	0.060	0.045	0.105	0.105	0.111	0.114	0.105	0.074	0.072	0.075	0.069	0.068	1.821
	III			0.031	0.055	0.057	0.165	0.203	0.221	0.145	0.045	0.105	0.105	0.120	0.105	0.105	0.120	0.120	0.135	0.120	0.120	2.077
3	I		0.269	0.030	0.045	0.030	0.030	0.025	0.038	0.007	0.021	0.120	0.060	0.075	0.060	0.075						0.885
	II		0.269	0.030	0.045	0.030	0.030	0.030	0.045	0.030	0.030	0.075	0.019		0.011	0.005						0.649
	III								0.055	0.151	0.329	0.139	0.075	0.060	0.075	0.075	0.075	0.075	0.060	0.075	0.075	1.244
4	I		0.022	0.032	0.015	0.015																0.084
	II		0.032	0.022	0.015	0.015																0.084
	III																					
5	I			0.394	0.194	0.105	0.105															0.798
	II			0.404	0.184	0.105	0.105	0.105	0.105	0.105	0.105											1.218
	III																					
6	I				0.116	0.122																0.238
	II				0.121	0.121																0.242
	III																0.186	0.197	0.180	0.187	0.163	0.913
7	I					0.364						0.136										0.500
	II					0.363	0.194	0.116	0.072	0.039	0.392											1.176
	III																					
8	I						0.138	0.109	0.110	0.111	0.376	0.124	0.090	0.105	0.090	0.120	0.120	0.105	0.120	0.120	0.120	1.838
	II						0.080	0.092	0.006		0.688	0.105	0.090	0.105	0.090	0.118	0.120	0.107	0.120	0.120	0.120	1.839
	III			0.128	0.122	0.120	0.163	0.060	0.060	0.060	0.060	0.090	0.105	0.090	0.105	0.090	0.120	0.120	0.105	0.120	0.120	1.838
9	I																					
	II																					
	III																					
10	I											0.649	0.418	0.358	0.420	0.376						1.572
	II																					0.649
	III												0.305	0.361	0.423	0.379						1.468
11	I	0.391	0.340	0.274	0.231	0.191	0.387						0.046	0.094	0.062	0.091	0.033	0.035	0.047	0.039	0.040	2.301
	II	0.400	0.339	0.270	0.230	0.190	0.386	0.228	0.150	0.165	0.134		0.017	0.030	0.017	0.031			0.010	0.003	0.004	2.604
	III	0.091	0.090				0.032	0.098	0.095	0.100	0.105	0.213	0.097	0.091	0.059	0.088	0.264	0.268	0.285	0.278	0.287	2.541
12	I																					
	II																					
	III																					
合計	I	0.910	0.836	0.805	0.660	0.539	0.947	0.238	0.192	0.192	0.192	0.782	0.782	0.782	0.782	0.782	0.276	0.276	0.276	0.276	0.276	10.800
	II	0.932	0.832	0.801	0.655	0.536	0.944	0.711	0.554	0.452	0.368	1.951	0.276	0.276	0.276	0.276	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	10.800
	III	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.376	0.376	0.376	0.376	0.376	0.782	0.782	0.782	0.782	0.782	0.810	0.810	0.810	0.810	0.810	10.800

注) *印は制約限度一杯の値であることを示す。

容水準 J_p^* に近づき達成度が低くなるためと考えられる。これに対し、ケースⅢでは全ての年度において流域全体での配分量は開発量と等しい。これは、下水道整備率の低い $t = 1 \sim 10$ においても当該ケースの開発量の増加は小さく、開発量を全て配分しても河川水質の保全に関する目標の許容水準を十分満たすためである。

このように、水資源の配分に当って、用水配分効果による評価と同時に河川水質に与える影響も評価に加えることにより、下水道のような河川環境保全施設の整備が十分に行われない間は水資源の配分を差し控えよという結果が得られた。このことは、水資源開発施設と、河川環境保全施設の整備がバランスを保って行われることの必要性を示唆している。

最後に、河川水質の評価とした最下流基準点での流下負荷量 $L_6(t)$ を図－9.4.4に示す。流下負荷量は、当然のことながら下水道整備率の増加する $t = 1, 6, 11, 16$ で大きく減少し、これら以外の年度では、下水道整備率が一定であるため水資源配分量 $X_i(t)$ の増加に伴ない増加している。また、前述したことから明らかなように、後期水資源開発型のケースⅢは他のケースよりも流下負荷量は小さい。しかし、水資源開発量が等しくなる最終年度 ($t = 20$) ではケース間の差はなくなる。



図－9.4.4 基準地点6の流下負荷量 $L_6(t)$

第5節 貯水池群運用計画モデルの適用

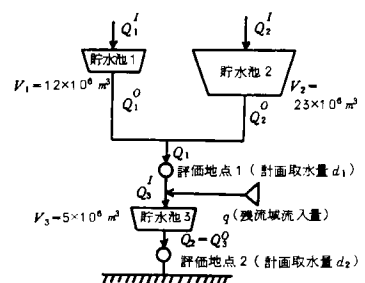
(1) 概 説

第6章で構成した貯水池群運用計画モデルにより、対象流域の貯水池群の統合運用計画、すなわち渇水被害を最小とするような貯水池群最適ルールを探索する。⁷⁾

貯水池群運用計画モデルは、貯水池をもつ河川の利水システムを貯水池流入量を確率入力変数とする貯水池群による確率的流況制御システムと捉え、このシステムの最適制御過程を確率DPにより表－9.5.1に示すように定式化したものである。

目的関数は、各期の渇水被害関数と運用期間末での不足貯水量によるペナルティーの和とし、渇水被害関数は第8章第3節で行った渇水被害の計量結果との対応から各期の不足流量の2乗和とした。

本節では、このモデルにより、図－9.5.1にその模式図を示した3貯水池群の年間運用計画ならびに当該流域で大きな渇水が生じ易い7～9月の渇水期運用計画を対象として、貯水池群最適操作ルールを求める。そして、この操作ルールで何系列かの実流入量



図－9.5.1 貯水池運用対象利水システム

系列に対する貯水池群運用計算を行い、操作ルールの特性を検討する。

なお、図-9.5.1に示した対象利水システムは、3貯水池、2評価点（取水点）からなるシステムであり、本章第2節(4)の段階的建設計画の第1期に相当する。

表-9.5.1 利水用貯水池群運用モデル

<p>〔関係式〕</p> <p>水量連続式（貯水池）</p> $S_i(t+1) = S_i(t) + Q_i^1(t) - Q_i^0(t) \quad (1)$ <p>貯水池放流ルール（線形決定ルール）</p> $Q_i^0(t) = \begin{cases} G_i(t) & (0 \leq \theta_i(t) \leq V_i) \\ Q_i^1(t) & (\theta_i(t) < 0) \\ G_i(t) + \theta_i(t) - V_i & (\theta_i(t) > V_i) \end{cases} \quad (2)$ <p>但し $\theta_i(t) = S_i(t) + Q_i^1(t) - G_i(t)$ (3)</p> <p>連続式（河道）</p> $Q_1(t) = Q_1^0(t) + Q_2^0(t)$ $Q_3(t) = R_1(t) + q(t) \quad (4)$ $Q_2(t) = Q_3(t)$ <p>取水ルール</p> $R_j(t) = \begin{cases} Q_j(t) - d_j(t) & (Q_j(t) \geq d_j(t)) \\ 0 & (Q_j(t) < d_j(t)) \end{cases} \quad (5)$ <p>〔目的関数〕</p> $J = \sum_{t=1}^T E[D(Q(t)) + W(S(T+1))] \longrightarrow \min \quad (6)$ <p>渇水被害関数</p> $D(Q(t)) = \sum_i D_i(Q_i(t)) \quad (7)$ $D_i(Q_i(t)) = \begin{cases} (d_i(t) - Q_i(t))^2 & (d_i(t) > Q_i(t)) \\ 0 & (d_i(t) \leq Q_i(t)) \end{cases} \quad (8)$ <p>T 期末でのペナルティ -</p> $W(S(T+1)) = w \cdot \sum W_i(S_i(T+1)) \quad (9)$ $W_i(S_i(T+1)) = \begin{cases} (\mathcal{S}_i - S_i(T+1))^2 & (\mathcal{S}_i > S_i(T+1)) \\ 0 & (\mathcal{S}_i \leq S_i(T+1)) \end{cases} \quad (10)$	<p>〔（確率）入力変数〕</p> <p>$Q_i^1(t)$: t 期の貯水池 i 流入量</p> <p>$q(t)$: t 期の残流域流入量</p> <p>〔状態変数〕</p> <p>$S_i(t)$: t 期首の貯水池 i 貯水量</p> <p>〔決定変数〕</p> <p>$G_i(t)$: t 期の貯水池 i 目標放流量</p> <p>〔出力変数〕</p> <p>$Q_i^0(t)$: t 期の貯水池 i 実放流量</p> <p>$Q_j(t)$: t 期の評価地点 j の流量</p> <p>$R_j(t)$: t 期の評価地点 j からの 流下量</p> <p>〔その他〕</p> <p>V_i : 貯水池 i の貯水量</p> <p>$d_j(t)$: t 期の評価地点 j の計画 取水量</p> <p>\mathcal{S}_i : T 期末の目標貯水量</p> <p>w : ペナルティ係数</p> <p>$i=1, 2, 3$: 貯水池ナンバー</p> <p>$j=1, 2$: 評価地点ナンバー</p> <p>$Q(t) = (Q_1(t), Q_2(t))$</p> <p>$S(t) = (S_1(t), S_2(t), S_3(t))$</p> <p>$S'(t) = (S'_1(t), S'_2(t), S'_3(t))$</p> <p>$G(t) = (G_1(t), G_2(t), G_3(t))$</p> <p>$I(t) = (Q_1^1, Q_2^1, q)$</p> <p>$P_t(I)$: t 期の入力変数 $I(t)$ の（3変数）確率分布</p>
<p>〔関数方程式〕</p> $f_t(S(t)) = \min_{G(t)} \sum_i [D(Q(t)) + f_{t+1}(S'(t))] \cdot P_t(I) \quad (11)$ $f_T(S(T)) = \min_{G(T)} \sum_i [D(Q(T)) + W(S'(T))] \cdot P_T(I) \quad (12)$ <p>但し $S'_i(t) = S_i(t) + Q_i^1(t) - G_i(t)$ (13)</p>	

(2) 年間運用計画への適用

(a) 演算条件および入力データ

利水用貯水池の運用計算の時間単位としては、通常、月、旬、半旬などが用いられることが多いが、ここでは年間運用計画を対象とすることにより運用時間単位は月とする。また、水量の離散化単位は、第6章第2節(3)(b)で述べたことから、表-9.5.2の評価地点の月計画取水量および各貯水池の利水容量(図-9.5.1参照)を考慮して $250 \times 10^4 \text{ m}^3$ とした。そして、運用期間は計画取水量が増加する6月から出発して翌年5月までとし、各月の最適目標放流量を逐次決定していく。このとき、最終期5月末における目標貯水量 ω_i ($i=1, 2, 3$)は満水とし、ペナルティー係数 w は1.0とした。以上の演算条件を表-9.5.3にまとめる。

表-9.5.2 評価地点計画取水量(年間運用)

(×250万 m^3)

月 地点	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5
1	9	9	9	8	6	6	6	6	5	6	5	6
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

表-9.5.3 演算条件(年間運用)

運用時間単位	月
水量離散化単位	$250 \times 10^4 \text{ m}^3$
運用期間	6月～5月(1年)
最終期目標貯水量(ω_i)	満水(5月期末)
ペナルティー係数(w)	1.0

ところで、第6章では貯水池1、2の流入量 Q_1^i 、 Q_2^i および残流域流入量 q は3変数同時確率分布 $P_i(Q_1^i, Q_2^i, q)$ を形成するものとしてモデルを定式化した。しかし、ここでは、対象とする流域が小さい(流域面積約850 km^2)こと、時間単位が月であることより、 Q_1^i 、 Q_2^i 、 q 間の遅れ時間0ヶ月の相関はきわめて高い。そこで、第6章第2節(3)(b)で述べた⑩の方法、すなわち Q_2^i 、 q を Q_1^i の回帰式で表わすことにより、確率入力変数の数を減らし計算機の必要記憶容量、演算時間の増大という多次元性の問題に対処した。すなわち、月および半旬流量の月別平均値、標準偏差をもとに1年を7季に分割し、過去10ヶ年の月流入量資料から各季節毎に表-9.5.4に示す回帰式を得た。

表-9.5.4 流入量回帰式(年間運用)

季	貯水池2流入量 Q_2^i	残流域流入量 q
1 (6、7月)	$Q_2^i = 1.4 Q_1^i + 0.8$ (0.91)	$q = 1.3 Q_1^i + 2.8$ (0.90)
2 (8月)	$Q_2^i = 2.0 Q_1^i - 1.4$ (0.91)	$q = 3.3 Q_1^i - 3.2$ (0.67)
3 (9月)	$Q_2^i = 1.1 Q_1^i + 0.7$ (0.97)	$q = 0.8 Q_1^i + 3.0$ (0.88)
4 (10、11月)	$Q_2^i = 1.3 Q_1^i + 0.7$ (0.91)	$q = 2.1 Q_1^i - 1.5$ (0.85)
5 (12、1、2月)	$Q_2^i = 1.1 Q_1^i + 0.8$ (0.84)	$q = 0.96 Q_1^i + 0.2$ (0.78)
6 (3月)	$Q_2^i = 1.5 Q_1^i + 0.3$ (0.95)	$q = 0.05 Q_1^i + 1.9$ (0.89)
7 (4、5月)	$Q_2^i = 1.7 Q_1^i + 0.6$ (0.94)	$q = 1.5 Q_1^i + 0.9$ (0.78)

注) Q_1^i : 貯水池1流入量

()内は Q_1^i と Q_2^i または q との相関係数

こうして確率入力変数は貯水池 1 への流入量 Q_1^i のみとなり、この流入量 Q_1^i の確率分布の系列 $P_i(Q_1^i)$ は、第 6 章第 4 節(1)で述べた理由から、貯水池上流域の月降水量の確率分布の系列を推定し、これを変換することにより設定した。

まず、月降水量のコレログラム解析の結果、月降水量は各月間で互いに独立と仮定できる。そこで、月降水量の確率分布を各月毎に独立に推定した。20 年⁸⁾の各月毎の降水量の頻度分布より確率分布形として対数正規分布を用い、各月毎に岩井法により定数 a, b, r_0 を推定した。ここに、 a, b, r_0 は、月降水量を r として、

$$\xi = a \cdot \log \frac{r+b}{r_0+b} \quad (9.5.1)$$

で定義される ξ が $N(0, 1)$ の正規分布をするとしたときの変換定数である。推定結果を表-9.5.5 に示す。なお、 b はすべての月で 0 であった。

表-9.5.5 月降水量分布定数

パラメータ \ 月	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5
a	4.2	2.5	2.5	2.6	3.3	2.0	2.7	3.3	2.8	3.1	4.2	3.3
r_0	185.4	199.6	101.8	171.4	89.5	49.2	34.1	45.0	45.6	62.7	132.2	113.4

つぎに、月降水量と月流入量の両系列の相互相関解析の結果、0~2 ヶ月の遅れ相関が有意であるが、1、2 ヶ月の遅れ相関係数は 0.25~0.35 と 0 ヶ月の 0.91 に比べて小さく、月単位でみた場合、ある月の流量に対して当該月の降水量が支配的で持続性は極めて少ないといえる。そこで、月流入量 Q_1^i は貯水池上流域月降水量を r として、

$$Q_1^i = A \cdot f \cdot r \quad (9.5.2)$$

で与えられるものとする。ここに、 A は貯水池上流域面積 (108 km²)、 f は流出率で、20 年の月流出率の平均値 0.7 を用いた。

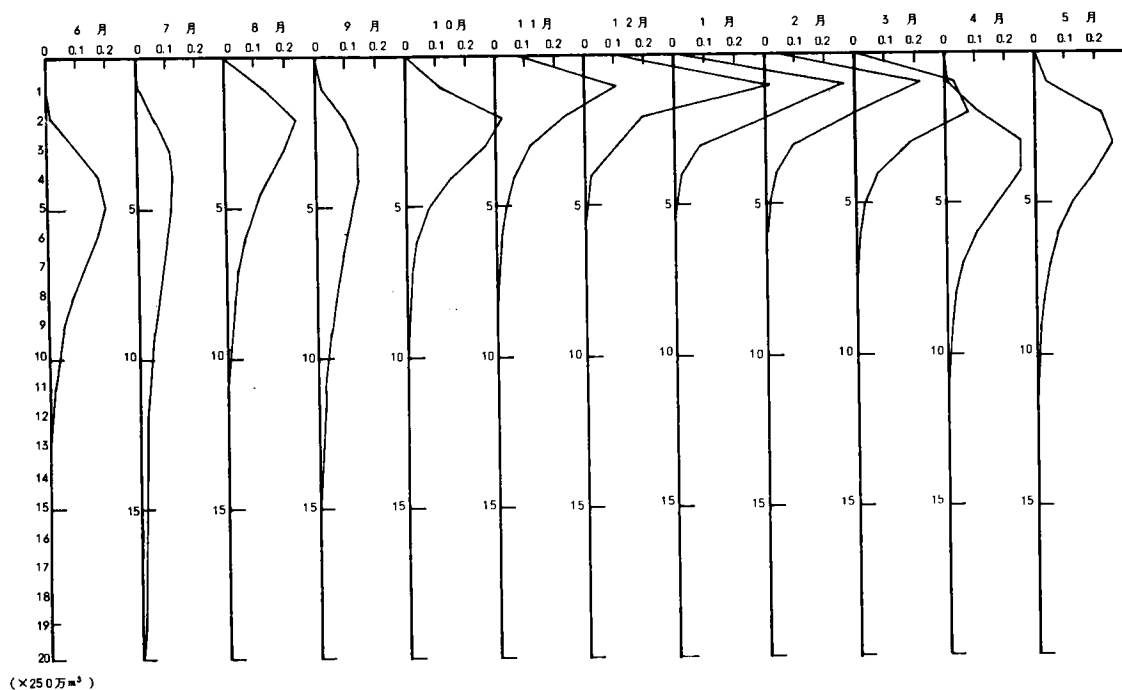
(9.5.2) 式を用いて表-9.5.5 に分布定数を示した各月降水量の確率分布を貯水池 1 への月流入量の確率分布 $P_i(Q_1^i)$ に変換した。この月流入量の確率分布を図-9.5.2 に示す。

(b) 最適操作ルールの決定

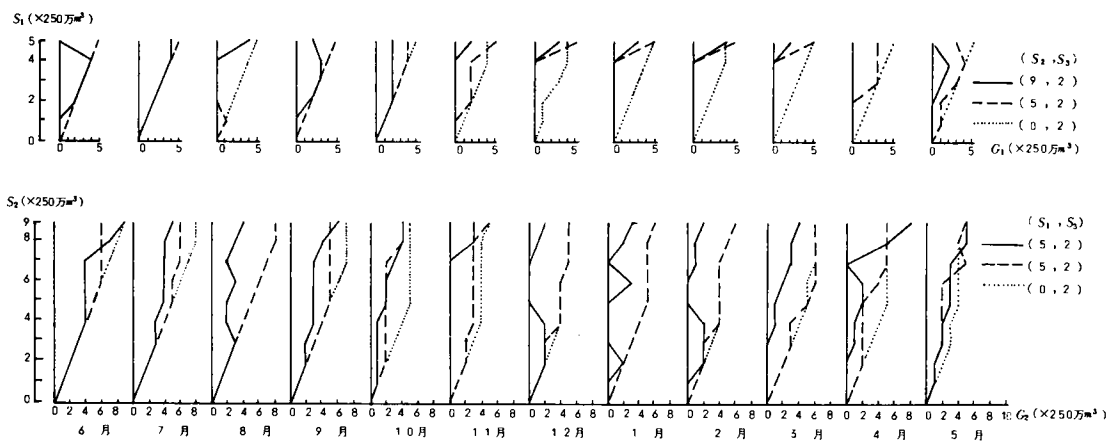
貯水池群運用計画モデル (表-9.5.1 参照) は、入力すなわち貯水池流入量を確率変数としたため最終期までの最適目標放流量系列を一意的に定めるものではなく、各期 $t (t=1, 2, \dots, T)$ における貯水池群の貯水状態 $S(t) = (S_1(t), S_2(t), S_3(t))$ のそれぞれについて各貯水池の最適目標放流量 $G(t) = (G_1(t), G_2(t), G_3(t))$ (以下単に目標放流量と呼ぶ) を決定するモデルである。すなわち、 t 期の目標放流量 $G(t)$ はその期の各貯水池貯水量の組合せの各々に対してひとつずつ決定され、この t 期の各 $S(t)$ に対応した $G(t)$ を最適操作ルールと呼ぶ。

図-9.5.2 に示す各月の貯水池 1 への流入量の確率分布 $P_i(Q_1^i)$ のもとで最適操作ルールを算定した結果を表-9.5.6、図-9.5.3 に示す。

表-9.5.6 には貯水池 1、2、3 の各貯水状態 $S(t)$ に対する目標放流量 $G(t)$ を各月毎に示し、図-9.5.3 には他の貯水池の貯水状態を一定としたときの貯水池 i の貯水量 S_i による目標放流量 G_i



図－9.5.2 貯水池1の月流入量確率分布（年間運用）



図－9.5.3 貯水池1、2の最適目標放流量 G_1 , G_2

表-9.5.6 最適目標放流量 $G(t)$

(1) 6月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
	1	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
	2	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
2	0	2	0.0	2.2	2.4	2.6	2.7
	1	2	0.0	2.2	2.4	2.6	2.7
	2	2	0.0	2.2	2.4	2.6	2.7
4	0	4	0.0	4.2	4.4	4.5	4.5
	1	4	0.0	4.2	4.4	4.5	4.5
	2	4	0.0	4.2	4.4	4.5	4.5
(×250万 m^3)							

(2) 7月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
	1	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
	2	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
2	0	2	0.0	2.2	2.4	2.6	2.6
	1	2	0.0	2.2	2.4	2.6	2.6
	2	2	0.0	2.2	2.4	2.6	2.6
4	0	4	0.0	4.2	4.4	4.4	4.5
	1	4	0.0	4.2	4.4	4.4	4.5
	2	4	0.0	4.2	4.4	4.4	4.5
(×250万 m^3)							

(3) 8月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8
	1	0	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8
	2	0	0.2	0.2	0.4	0.6	0.8
2	0	2	0.0	2.2	1.4	0.6	0.8
	1	2	0.1	2.2	1.4	0.6	0.8
	2	2	0.2	2.2	1.4	0.6	0.8
4	0	4	0.0	4.2	0.4	0.6	0.8
	1	4	0.1	4.2	0.4	0.6	0.8
	2	4	0.2	4.2	0.4	0.6	0.8
(×250万 m^3)							

(4) 9月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.7
	1	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.7
	2	0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.7
2	0	2	0.0	2.2	2.4	2.5	2.6
	1	2	0.0	2.2	2.4	2.5	2.6
	2	2	0.0	2.2	2.4	2.5	2.6
4	0	4	0.0	4.2	4.3	4.4	3.5
	1	4	0.0	4.2	4.3	4.4	3.5
	2	4	0.0	4.2	4.3	4.4	3.5
(×250万 m^3)							

(5) 10月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.5
	1	0	0.1	0.2	0.4	0.5	0.5
	2	0	0.2	0.2	0.4	0.5	0.5
2	0	2	0.0	2.2	2.3	2.4	2.4
	1	2	0.1	2.2	2.3	2.4	2.4
	2	2	0.2	2.2	2.3	2.4	2.4
4	0	4	0.0	4.1	4.1	4.1	2.4
	1	4	0.1	4.1	4.1	4.1	2.4
	2	4	0.2	4.1	4.1	4.1	2.4
(×250万 m^3)							

(6) 11月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.4	0.4
	1	0	0.1	0.2	0.4	0.4	0.4
	2	0	0.1	0.2	0.4	0.4	0.4
2	0	2	0.0	2.2	2.2	2.3	2.3
	1	2	0.1	2.2	2.2	2.3	2.3
	2	2	0.2	2.2	2.2	2.3	2.3
4	0	4	0.0	4.0	2.3	2.3	2.3
	1	4	0.1	4.0	2.3	2.3	2.3
	2	4	0.2	4.0	2.3	2.3	2.3
(×250万 m^3)							

(7) 12月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.4	0.5
	1	0	0.1	0.2	0.4	0.4	0.5
	2	0	0.1	0.2	0.4	0.4	0.5
2	0	2	0.0	1.2	1.2	0.4	0.5
	1	2	0.1	1.2	1.2	0.4	0.5
	2	2	0.1	1.2	1.2	0.4	0.5
4	0	4	0.0	1.2	0.4	0.5	0.5
	1	4	0.1	1.2	0.4	0.5	0.5
	2	4	0.1	1.2	0.4	0.5	0.5
(×250万 m^3)							

(8) 1月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.5
	1	0	0.1	0.2	0.4	0.5	0.5
	2	0	0.2	0.2	0.4	0.5	0.5
2	0	2	0.0	1.2	0.4	0.5	0.5
	1	2	0.1	1.2	0.4	0.5	0.5
	2	2	0.2	1.2	0.4	0.5	0.5
4	0	4	0.0	1.2	0.4	0.6	0.8
	1	4	0.1	1.2	0.4	0.5	0.5
	2	4	0.2	1.2	0.4	0.5	0.5
(×250万 m^3)							

(9) 2月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.4	0.5
	1	0	0.1	0.2	0.4	0.4	0.5
	2	0	0.1	0.2	0.4	0.4	0.5
2	0	2	0.0	1.2	0.4	0.4	0.7
	1	2	0.1	1.2	0.4	0.4	0.5
	2	2	0.1	1.2	0.4	0.4	0.5
4	0	4	0.0	4.0	0.4	0.5	0.7
	1	4	0.1	4.0	0.4	0.5	0.5
	2	4	0.1	4.0	0.4	0.4	0.5
(×250万 m^3)							

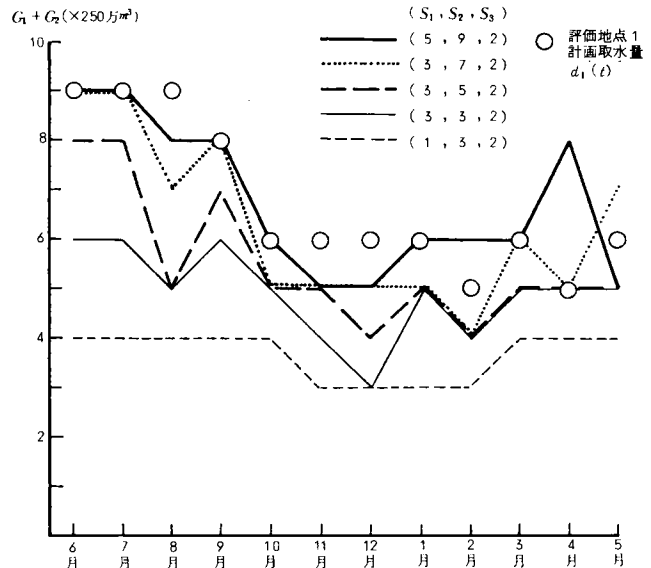
(10) 3月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.7
	1	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.7
	2	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.6
2	0	2	0.0	2.2	1.4	1.6	0.8
	1	2	0.0	2.2	1.4	0.6	0.7
	2	2	0.0	2.2	1.4	0.6	0.6
4	0	4	0.0	3.2	3.4	4.3	0.8
	1	4	0.0	3.2	0.4	0.6	0.7
	2	4	0.0	3.2	4.1	0.6	0.6
(×250万 m^3)							

(11) 4月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.5
	1	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.5
	2	0	0.0	0.2	0.4	0.5	0.5
2	0	2	0.0	2.2	1.4	0.5	0.5
	1	2	0.0	2.2	1.4	0.5	0.5
	2	2	0.0	2.2	1.4	0.5	0.5
4	0	4	0.0	4.1	4.1	0.4	2.5
	1	4	0.0	4.1	4.1	0.4	2.5
	2	4	0.0	4.1	4.1	0.4	2.5
(×250万 m^3)							

(12) 5月							
S_t	S_{t-1}	G	0	2	4	6	8
			$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$	$G_1G_2G_3$
0	0	0	0.0	0.2	0.3	0.4	0.4
	1	0	0.0	0.2	0.3	0.4	0.4
	2	0	0.0	0.2	0.3	0.4	0.4
2	0	2	0.0	2.1	2.2	1.4	1.4
	1	2	0.0	2.1	2.2	1.4	1.4
	2	2	0.0	2.1	2.2	1.4	1.4
4	0	4	0.0	4.1	4.1	3.3	2.5
	1	4	0.0	4.1	4.1	3.3	2.5
	2	4	0.0	4.1	4.1	3.3	2.5
(×250万 m^3)							

の変化を貯水池 1、2 について示す。目標放流量 G_1, G_2, G_3 は、各貯水池貯水量 S_1, S_2, S_3 により大きく変わるが、全般的にみて、ある貯水池 i の目標放流量 G_i は、その貯水池の貯水量 S_i が増加するに従って増加するが、他の貯水池の貯水量 $S_j (j \neq i)$ の増加に伴ない減少する。しかし、流入量の確率分布（図－9.5.2）が小さい方へ偏っている冬期（12月～3月）および10月、5月で S_1, S_2 が満水に近い場合、 S_3 の減少に伴ない G_1, G_2 は若干増加するが、それ以外の月および S_1, S_2 の状態では G_1, G_2 は S_3 によらず一定となり、 G_1, G_2 に対する S_3 の影響は小さい。また、 G_3 に対する S_1, S_2 の影響も小さい。

つぎに、図－9.5.4 に $G_1(t)$ と $G_2(t)$ の和の系列を 5 種類の貯水状態について示す。 $G_1 + G_2$ は（貯水状態を一定とした場合）当然のことながら評価地点 1 の計画取水量 $d_1(t)$ および貯水池流入量の確率分布 $P_i(Q_i)$ に依存し、 $d_1(t)$ の小さい 10月～5月で小さく、そのなかでも特に貯水池流入量の確率分布が小さい方へ偏っている 11、12月で小さくなっている。さらに、 $d_1(t)$ と比較して小さな流入量しか期待できない 8月でも $G_1 + G_2$ は小さくなっている。以上のことは図－9.5.3 よりもうかがうことができる。



図－9.5.4 $G_1 + G_2$ の推移

また、 $G_1 + G_2$ の月間変動をみると、貯水池 1、2 の貯水量 S_1, S_2 が大きい場合は変動も大きいが、貯水量が小さくなるに従って変動も小さくなり、評価地点計画取水量 $d_1(t)$ および流入量の確率分布の目標放流量に与える影響は小さくなる。

(c) 貯水池群運用結果と考察

(b) で算定した最適操作ルールの特徴をさらに検討するため、このルールにより平均流入量系列および大きな渇水が生じた年度の実流入量系列に対して貯水池群の運用計算を行い、その結果を検討する。なお、各貯水池の初期貯水量は満水とした。

平均流入量系列（以下流入量系列Ⅰと呼ぶ）および大きな渇水が生じた年度の実流入量系列（流入量系列Ⅱ）を表－9.5.7 に示す。

まず、流入量系列Ⅰに対する各貯水池の目標放流量 G 、実放流量 O 、各評価地点不足流量ならびに評価関数値（不足流量 2 乗和および最終端での不足貯水量の 2 乗和）を表－9.5.8 に、各貯水池の貯水量の変化を図－9.5.5 に示す。実流入量系列が平均流入量系列であるため流入量のきわめて小さい 12月およびその前月の 11月で若干の不足が生じている以外には不足流量は 0 であり、貯

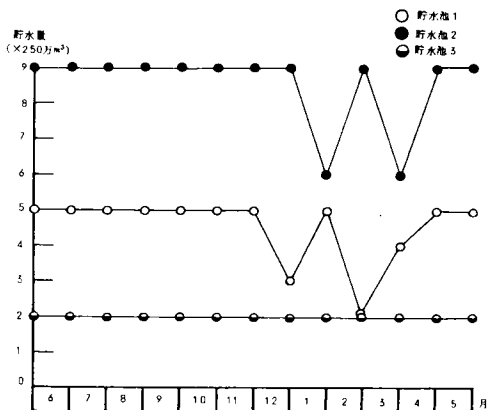
表－9.5.7 実流入量系列（年間運用）
（ $\times 250 \text{万} \text{m}^3$ ）

流入 量系列	月	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	備 考
I		6	7	4	6	3	2	1	2	2	2	4	4	平均
II		2	1	1	3	2	1	1	3	2	1	3	3	1973年

表－9.5.8 貯水池群年間運用結果〔実流入量系列 I〕

目 標	月	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5
貯水池 1	0	4	4	2	2	2	3	0	5	0	0	0	0
貯水池 2	9	5	4	6	4	3	2	6	0	6	4	5	5
貯水池 3	0	0	2	0	2	2	1	2	1	0	0	0	0
実放流量		6	7	4	6	3	2	3	0	5	0	3	4
貯水池 1	9	11	7	7	5	3	2	6	0	6	4	7	7
貯水池 2	17	21	12	13	7	3	1	2	2	2	9	12	12
貯水池 3	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
不 足 流 量		0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
地 点 1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
地 点 2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
合 計	0	0	0	0	0	1	2	0	0	0	0	0	0
評 価 関 数 値		3											

（ $\times 250 \text{万} \text{m}^3$ ）



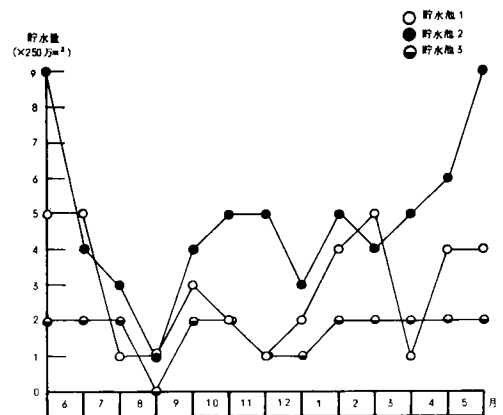
図－9.5.5 貯水池群年間運用結果(貯水量の変化)
〔実流入量系列 I〕

水量も12月末から3月末にわたって貯水池1、2で減少するが、4月の流入量が大きいので4月末には満水に回復している。とくに貯水池3の貯水量は常に満水となっている。なお、11、12月において若干の不足が生じているのは、終端すなわち5月末に貯水量が満水に回復しないことに対するペナルティーを課したためであり、このペナルティーをはずした場合（ $w=0$ ）には不足は生じないが、終端での貯水量回復ははかれない。

つぎに、流入量系列Ⅱに対する各貯水池の目標放流量 G 、実放流量 O 、各評価地点不足流量および評価関数値を表－9.5.9に、貯水量の変化を図－9.5.6に示す。6、7、8月の実流入量が極端に少ないため、これらの月で貯水量の減少が激しく8月末には底をつき、不足流量も8、9月でそれぞれ5、6（ $\times 250 \text{万} \text{m}^3$ ）ときわめて大きい。その後貯水量は若干回復するものの11、12月で流入量が再び小さくなるため、貯水量が減少すると同時に11、12、1月でやや大きな不足流量が生じている。また、3月の流入量も小さいが、1、2月の流入量が大きく貯水量が回復しているため不足は生じない。4、5月のやや大きな流入量により貯水量は回復しているものの、貯水池2では満水まで回復せず終端でのペナルティーが生じている。以上の結果、評価関数値は82と流入量系列Ⅰよりはるかに大きい。なお、終端でのペナルティーをはずした場合は、各月の不足流量は小さくなるが終端での貯水量の回復は行われぬ。このことより、終端でのペナルティーは、運用期間中の被害と終端での貯水量の回復とのトレード・オフ、すなわち将来（次年度）に対する備えを流入量の不確定性を考慮して記述していることが確認される。

表－9.5.9 貯水池群年間運用結果
〔実流入量系列Ⅱ〕

月		6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5
目標 放流量 G	貯水池 1	0	5	1	1	3	2	0	1	0	5	0	3
	貯水池 2	9	3	3	1	2	2	4	2	4	1	5	3
	貯水池 3	0	0	2	0	2	2	1	1	1	0	0	0
実放流 量 O	貯水池 1	2	5	1	1	3	2	0	1	1	5	0	3
	貯水池 2	9	3	3	1	2	2	4	2	4	1	5	3
	貯水池 3	7	4	2	3	3	2	1	2	2	2	5	5
不足 量 Δ	地点 1	0	1	5	6	1	2	2	3	0	0	0	0
	地点 2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
	合計	0	1	5	6	1	2	3	3	0	0	0	0
評価関数値		82											
(×250万m³)													



図－9.5.6 貯水池群年間運用結果(貯水量の変化)
〔実流入量系列Ⅱ〕

(3) 渇水期運用計画への適用

(a) 演算条件および入力データ

運用時間単位は対象期間が渇水期（7月～9月）であることより旬とする。また、水量の離散化単位は、表－9.5.10の評価地点旬計画取水量および各貯水池の利水容量を考慮して $100 \times 10^4 m^3$ とした。また、最終期9月下旬末での貯水量が目標貯水量に回復しないことによるペナルティーは、運用期間を7月から9月末までの渇水期とするため考慮しないこととする。すなわち、表－9.5.1の(9)式のペナルティー係数 w は0とする。以上の演算条件を表－9.5.11にまとめる。

表－9.5.10 評価地点計画取水量（渇水期運用）

月 地点旬	7			8			9		
	上	中	下	上	中	下	上	中	下
1	8	8	9	8	8	9	8	8	7
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

($\times 100$ 万 m^3)

表－9.5.11 演算条件（渇水期運用）

運用時間単位	旬
水量離散化単位	$100 \times 10^4 m^3$
運用期間	7月～9月（渇水期）
最終期目標貯水量(x_i)	満水（9月下旬期末）
ペナルティー係数(w)	0

最適操作ルールの算定にあたって、第6章第2節(3)(b)で述べた①、②の両方法により計算機の必要記憶容量、演算時間の増大という多次元性の問題に対処した。すなわち、運用時間単位が旬と短いことより、最適目標放流量の探索範囲は貯水量の1/2以下とした。また、年間運用の場合と同じく、貯水池流入量、残流域流入量間の遅れ時間0旬の相関が高いことより、貯水池2の流入量 Q_2^t

および残流域流入量 q を貯水池 1 の流入量 Q_1^i の回帰式で表わし確率入力変数を減した。10 年間の旬流入量資料から作成した回帰式を表-9.5.1.2 に示す。

表-9.5.1.2 流入量回帰式（渇水期運用）

月	貯水池 2 流入量 Q_2^i	残流域流入量 q
7	$Q_2^i = 1.41 \cdot Q_1^i + 0.9 \quad (0.93)$	$q = 1.10 \cdot Q_1^i + 0.9 \quad (0.59)$
8	$Q_2^i = 1.80 \cdot Q_1^i + 0.8 \quad (0.94)$	$q = 3.20 \cdot Q_1^i - 3.0 \quad (0.85)$
9	$Q_2^i = 1.20 \cdot Q_1^i + 0.1 \quad (0.96)$	$q = 1.10 \cdot Q_1^i + 1.0 \quad (0.72)$

注) Q_1^i : 貯水池 1 流入量

() 内は Q_1^i と Q_2^i または q との相関係数

こうして、表-9.5.1.2 の回帰式を用いることにより、確率入力変数は貯水池 1 の流入量 Q_1^i のみとなり、その確率分布の系列 $P_i(Q_1^i)$ を確率分布をもった型紙として与える。貯水池流入量の確率分布の系列を確率分布をもった型紙として与えるのは、第 6 章第 4 節でも述べたように、渇水期といった短期間の運用ルールの決定に際しては、将来の流入量を予測し、この予測流入量系列に応じた最適操作ルール（目標放流量）を決定することが必要とされるからである。

(b) 確率分布をもった型紙の設定

第 6 章第 4 節で述べた手順で確率分布をもった型紙を複数個設定する。

第 8 章第 6 節で、渇水期の旬降水量系列は、その時間変化パターンの類似性により 4 つのパターンに分類することができた。そこで、ここでは、4 つのパターンのそれぞれについて確率分布をもった型紙を設定する。すなわち、I ~ IV のパターンごとに、そのパターンに属する実績降水量系列から各旬の降水量の確率分布を推定し、これを流入量の確率分布に変換して確率分布をもった型紙を設定する。このとき、旬降水量のコレログラム解析、旬降水量と旬流入量の両系列の相互相関解析より、各旬の降水量は互いに独立と仮定できるが、流量への変換に当っては 1 旬遅れまでの時間遅れを考慮する必要があるという結果を得た。そこで、降水量の確率分布は各旬毎に独立に推定し、流量への変換は当該旬および 1 旬前の降水量を説明変数とする重回帰モデルにより行った。

I ~ IV の各パターン別にそのパターンに属する年（13 ~ 16 年）の各旬降水量より旬毎の降水量頻度分布を調べた結果、すべてのパターン、すべての旬で確率分布形としては、月降水量の場合と同様、対数正規分布が適するようである。そこで、旬降水量の確率分布を対数正規分布とみなし、各旬毎に定数 a, b, r_0 を推定し表-9.5.1.3 に示す結果を得た。（定数 a, b, r_0 の定義は（9.5.1）式に示した通りであり、 b はすべて 0 であった。）

一方、降水量から流量への変換を記述する重回帰モデルの作成は月毎に行い、以下に示す結果を得た。

$$\left. \begin{array}{l} 7 \text{ 月 } Q_1^i(t) = 0.616r(t) + 0.186r(t-1) - 8.534 \quad (0.909) \\ 8 \text{ 月 } Q_1^i(t) = 0.381r(t) + 0.090r(t-1) + 1.700 \quad (0.873) \\ 9 \text{ 月 } Q_1^i(t) = 0.552r(t) + 0.256r(t-1) - 15.240 \quad (0.920) \end{array} \right\} \quad (9.5.3)$$

表－9.5.13 パターン別旬降水量分布定数

パター ーン	パラ メータ	7 月			8 月			9 月		
		上	中	下	上	中	下	上	中	下
I	a	3.75	0.82	0.81	1.26	1.26	1.06	2.04	1.17	1.17
	r_0	180.1	20.5	16.2	11.8	11.6	17.5	52.2	20.8	14.6
II	a	1.31	0.81	0.80	1.31	1.07	2.46	0.99	2.51	1.43
	r_0	57.3	7.8	7.5	25.9	21.6	32.8	11.0	43.9	26.5
III	a	2.21	0.73	0.77	0.83	1.52	1.85	1.55	2.98	1.89
	r_0	52.6	17.3	5.4	10.3	35.5	66.7	29.6	83.6	64.3
IV	a	1.46	1.40	0.94	2.14	0.87	1.24	1.92	3.16	0.90
	r_0	67.5	40.7	38.0	14.0	6.9	20.2	69.9	118.5	19.6

ここに、()内の数値は重相関係数である。なお、このような重回帰モデルは、分類したパターンにより異なると考えられパターン毎に作成すべきであるが、ここではデータ数の問題もありすべてのパターンで共通とした。

こうして、貯水池旬流入量の確率分布は、当該旬および前旬の降水量の確率分布をもとに(9.5.3)式の線形重回帰式で表わされる結合和の分布として与えられる。すなわち、 $r(t)$ 、 $r(t-1)$ は互いに独立とみなすことができ、それぞれの確率分布が表－9.5.13に示す定数をもつ対数正規分布 $f_{r(t)}$ 、 $f_{r(t-1)}$ に従うわけであるから、その線形結合和として与えられる $Q_i^1(t)$ の確率密度関数 $f_{Q_i^1(t)}$ は、

$$f_{Q_i^1(t)}(q) = \frac{1}{a} \int_{-\infty}^{\infty} f_{r(t)} \left(\frac{q - b \cdot r - c}{a} \right) \cdot f_{r(t-1)}(r) dr \quad (9.5.4)$$

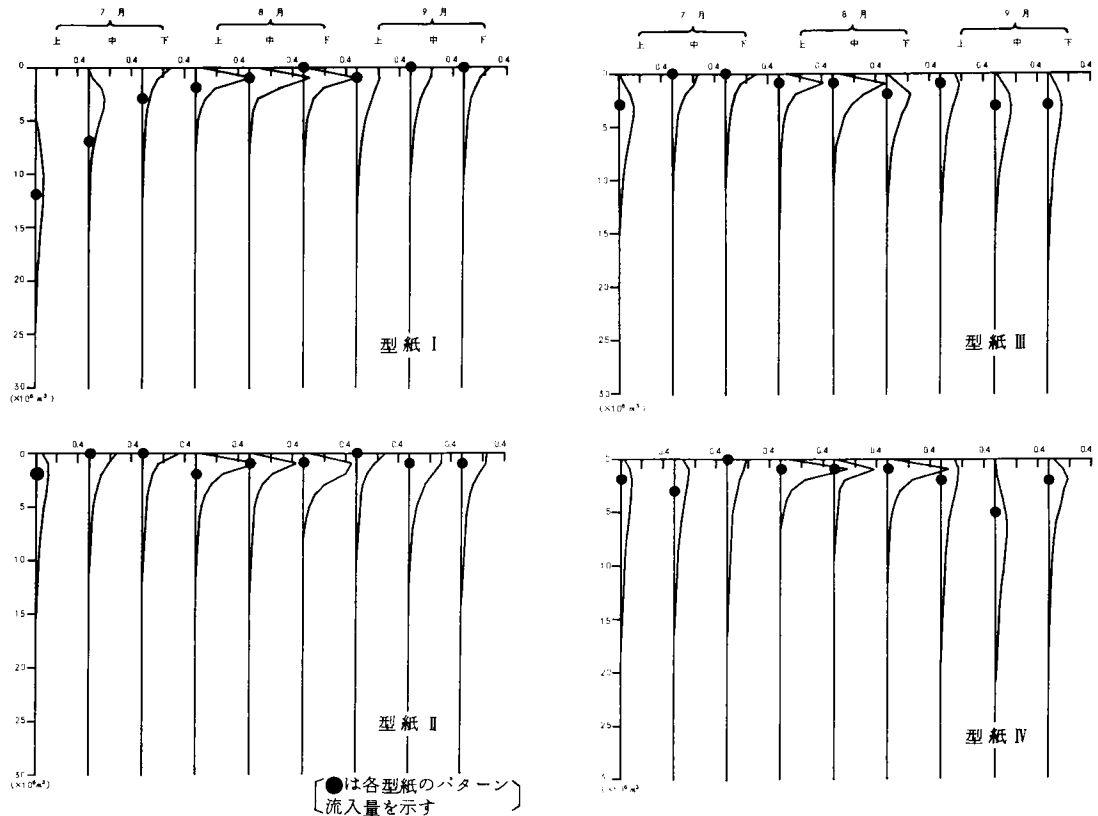
で算定できる。ここに、 a 、 b 、 c は、それぞれ(9.5.3)式の $r(t)$ 、 $r(t-1)$ の係数(偏回帰係数)、定数(切片)である。

以上により、7月上旬から9月下旬までの各旬の貯水池1への流入量の確率分布の系列が時間変化の類似性により分類された4つのパターンのそれぞれについて得られる。これらを、それぞれ確率分布をもった型紙I～IVとし、図－9.5.7に示す。ここで、各パターンに含まれる旬降水量時系列は類似の時間変化特性をもつので、各パターン毎に推定した旬降水量の確率分布を変換して求めた旬流入量の確率分布の系列も、各旬間の関連といった時系列的特徴も備えていると考えることができる。そこで、これを確率分布をもった型紙と呼んだわけである。

(c) 最適操作ルール決定

(b)で設定した4種の確率分布をもった型紙(以下単に型紙と記す)のもとでの各貯水池の最適操作ルール、すなわち各期の貯水池群貯水状態 $S(t) = (S_1(t), S_2(t), S_3(t))$ のそれぞれに対する各貯水池目標放流量 $G(t) = (G_1(t), G_2(t), G_3(t))$ を算定し、型紙による最適操作ルールの違いについて検討する。

最適操作ルールの算定結果を表－9.5.14～9.5.16、図－9.5.8～9.5.10に示す。



図－9.5.7 確率分布をもった型紙

表－9.5.1 4～9.5.1 6には各貯水池の貯水状態に対する貯水池1、2の目標放流量 G_1 、 G_2 を型紙Ⅱのもとでの8月中旬、9月上旬、および型紙Ⅲのもとでの9月下旬について示し、図－9.5.8、9.5.9には他貯水池の貯水状態を一定としたときの各型紙のもとでの G_1 の S_1 による変化および G_2 の S_2 による変化を示す。また、図－9.5.1 0には各型紙のもとでの G_1 と G_2 の和の系列を4種類の貯水状態について示す。

まず、貯水状態による目標放流量の変化をみると、ある貯水池の目標放流量 G_i は当該貯水池の貯水量 S_i が大きくなるに従って増加するが、逆に他貯水池の貯水量 $S_j (j \neq i)$ の増加にともない減少する傾向がみられる。

また、目標放流量は貯水量が大きくなるほど型紙による相異、旬間の変動とも顕著となる。これは、前述したように目標放流量のとり得る範囲を貯水量に依存させたことから貯水量が少ない場合には範囲が狭まるためと考えられる。この型紙による相異、旬間の変動を図－9.5.7に示す流入量の確率分布の系列との対応のもとで検討する。

流入量の確率分布が大きい方に偏っている型紙Ⅰの7月上、中旬、型紙Ⅲの8月下旬、9月中、下旬、型紙Ⅳの9月中、下旬の G_1+G_2 はおおむね大きく、逆に各旬とも流入量分布が小さい方に偏っている型紙Ⅱの G_1+G_2 は全旬を通して小さい。こうしたことより、目標放流量は運用対象期間全

表一 9.5.14 最適目標放流量 G_1 、 G_2 (型紙Ⅱ、8月中旬)

(1) $S_3 = 0$

		S_1						
G_1		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	1	2	3	4	5	6
	2	0	1	2	3	4	5	6
	4	0	1	2	3	4	5	6
	6	0	1	2	3	4	5	6
	8	0	1	2	3	4	5	6
	10	0	1	2	3	4	5	6
	12	0	1	2	3	4	5	6
	14	0	0	0	0	3	5	6
	16	0	0	0	0	0	5	6
	18	0	0	0	0	0	5	6
	20	0	0	0	0	0	5	6
	22	0	0	0	0	0	5	6

		S_1						
G_2		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	1	1	1	1	0	0
	4	2	2	2	2	1	1	0
	6	2	3	2	2	1	1	0
	8	4	4	3	2	2	1	0
	10	4	4	3	3	2	1	1
	12	4	4	3	3	2	2	1
	14	6	6	6	6	4	2	1
	16	6	6	6	6	6	1	1
	18	6	6	6	6	6	2	1
	20	7	7	7	7	7	2	1
	22	7	7	7	7	7	2	1

(2) $S_3 = V_3 = 5$

		S_1						
G_1		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	1	2	3	4	5	6
	2	0	1	2	3	4	5	6
	4	0	1	2	3	4	5	6
	6	0	1	2	3	4	5	6
	8	0	1	2	3	4	5	6
	10	0	1	2	3	4	5	6
	12	0	1	2	3	4	5	6
	14	0	0	0	0	3	5	6
	16	0	0	0	0	0	5	6
	18	0	0	0	0	0	5	6
	20	0	0	0	0	0	5	6
	22	0	0	0	0	0	5	6

		S_1						
G_2		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	1	1	1	1	0	0
	4	2	2	2	2	1	1	0
	6	2	3	2	2	1	1	0
	8	4	4	3	2	2	1	0
	10	4	4	3	3	2	1	1
	12	4	4	4	3	2	2	1
	14	6	6	6	6	4	1	1
	16	6	6	6	6	6	1	1
	18	6	6	6	6	6	2	1
	20	7	7	7	7	7	2	1
	22	7	7	7	7	7	2	1

表一 9.5.15 最適目標放流量 G_1 、 G_2 (型紙Ⅱ、9月上旬)

(1) $S_3 = 0$

		S_1						
G_1		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	1	2	3	4	5	6
	2	0	1	2	3	4	5	6
	4	0	1	2	3	4	5	6
	6	0	1	2	3	4	5	6
	8	0	1	2	3	4	5	6
	10	0	1	2	3	4	5	6
	12	0	1	2	3	4	5	6
	14	0	1	2	3	4	5	6
	16	0	1	2	3	4	5	6
	18	0	1	2	3	4	5	6
	20	0	1	1	3	4	5	6
	22	0	0	1	3	3	5	6

		S_1						
G_2		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	1	1	1	1	1	0
	4	2	2	2	2	2	1	1
	6	3	3	3	3	3	2	1
	8	4	4	3	3	2	2	1
	10	5	5	4	3	3	2	1
	12	5	5	5	4	3	2	1
	14	6	5	5	4	3	2	1
	16	6	5	5	4	3	2	1
	18	6	6	5	4	3	2	1
	20	7	6	6	4	3	2	2
	22	7	7	6	4	4	3	2

(2) $S_3 = V_3 = 5$

		S_1						
G_1		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	1	2	3	4	5	6
	2	0	1	2	3	4	5	6
	4	0	1	2	3	4	5	6
	6	0	1	2	3	4	5	6
	8	0	1	2	3	4	5	6
	10	0	1	2	3	4	5	6
	12	0	1	2	3	4	5	6
	14	0	1	2	3	4	5	6
	16	0	1	2	3	4	5	6
	18	0	1	2	3	4	5	6
	20	0	1	1	3	4	5	6
	22	0	0	1	3	3	4	6

		S_1						
G_2		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	1	1	1	1	1	0
	4	2	2	2	2	2	1	1
	6	3	3	3	3	2	1	1
	8	4	4	3	3	2	2	1
	10	5	5	4	3	3	2	1
	12	5	5	5	4	3	2	1
	14	6	5	5	4	3	2	1
	16	6	5	5	4	3	2	1
	18	6	6	5	4	3	2	1
	20	7	6	6	4	3	2	2
	22	7	7	6	4	4	4	2

表— 9.5.16 最適目標放流量 G_1 、 G_2 (型紙Ⅲ、9月下旬)

(1) $S_3 = 0$

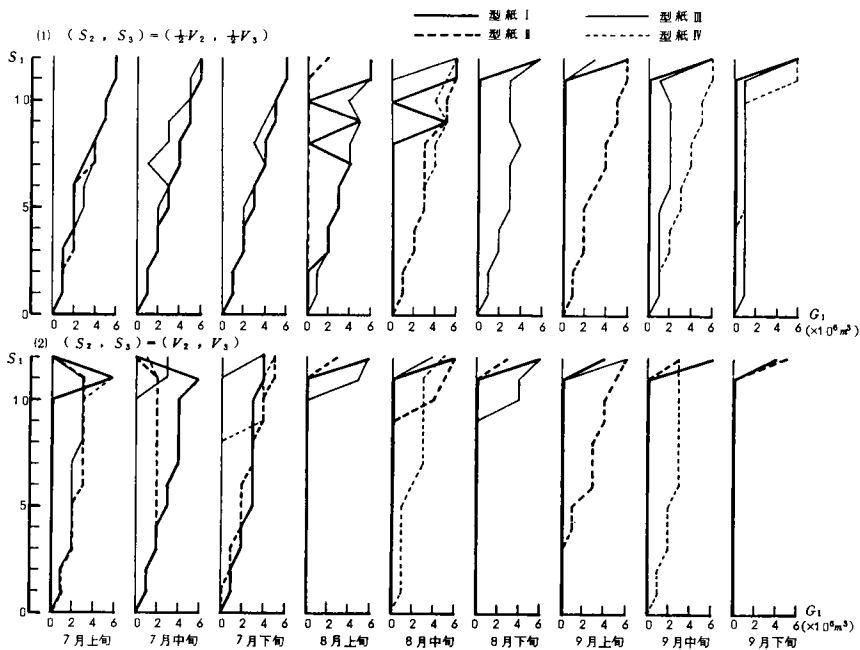
		S_1						
G_1		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	1	2	3	4	5	6
	2	0	1	2	3	4	5	6
	4	0	1	2	3	4	5	6
	6	0	1	2	3	4	5	6
	8	0	1	2	3	4	5	6
	10	0	1	2	3	4	5	6
	12	0	1	2	3	4	5	6
	14	0	1	2	3	4	5	6
	16	0	1	2	3	4	5	6
	18	0	1	2	3	4	5	6
	20	0	1	2	3	4	5	6
	22	0	1	2	3	4	5	6

		S_1						
G_2		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	1	1	1	1	1	1
	4	2	2	2	2	2	2	2
	6	3	3	3	3	3	3	3
	8	4	4	4	4	4	4	4
	10	5	5	5	5	5	5	5
	12	6	6	6	6	6	6	6
	14	7	7	7	7	7	7	6
	16	8	8	8	8	8	7	6
	18	9	9	9	9	8	7	7
	20	10	10	10	9	9	8	7
	22	11	11	10	10	9	8	7

(2) $S_3 - V_3 = 5$

		S_1						
G_1		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	1	2	3	4	5	6
	2	0	1	2	3	4	5	6
	4	0	1	2	3	4	5	6
	6	0	1	2	3	4	5	6
	8	0	1	2	3	3	5	6
	10	0	1	2	2	3	4	6
	12	0	1	1	1	1	1	6
	14	0	0	0	0	0	0	6
	16	0	0	0	0	0	0	6
	18	0	0	0	0	0	0	6
	20	0	0	0	0	0	0	6
	22	0	0	0	0	0	0	5

		S_1						
G_2		0	2	4	6	8	10	12
S_2	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	1	1	1	1	1	1	1
	4	2	2	2	2	2	2	1
	6	3	3	3	3	3	2	1
	8	4	4	4	4	4	2	1
	10	5	5	5	5	4	3	1
	12	6	6	6	6	6	6	1
	14	7	7	7	7	7	7	1
	16	7	7	7	7	7	7	1
	18	7	7	7	7	7	7	1
	20	7	7	7	7	7	7	1
	22	7	7	7	7	7	7	2



図— 9.5.8 貯水池 1 最適目標放流量 G_1

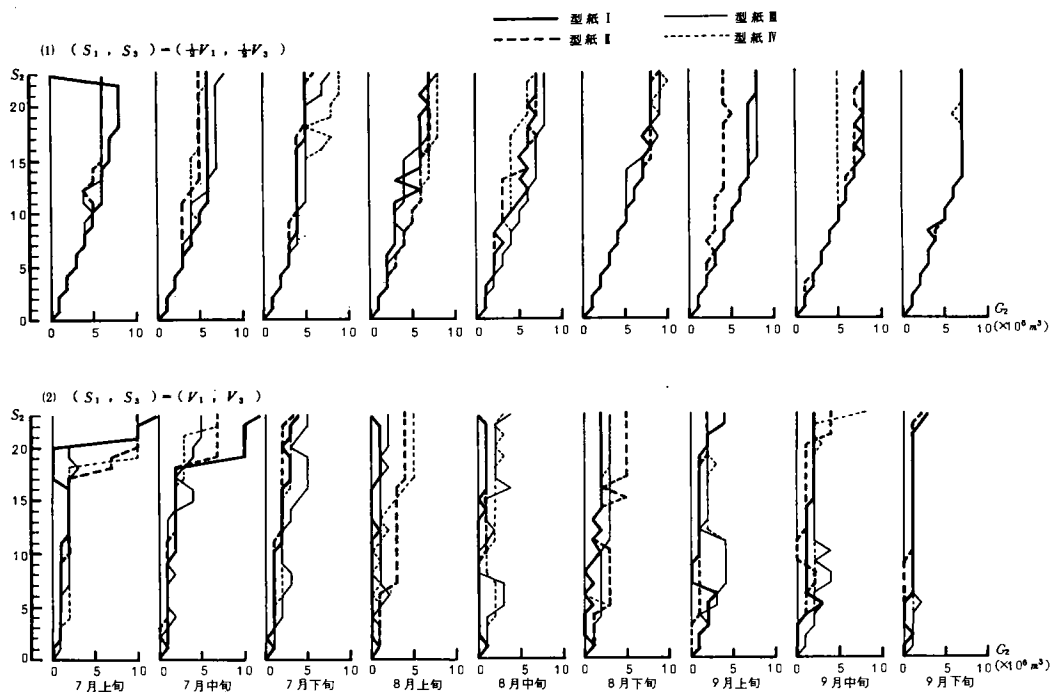


図-9.5.9 貯水池2最適目標放流量 G_2

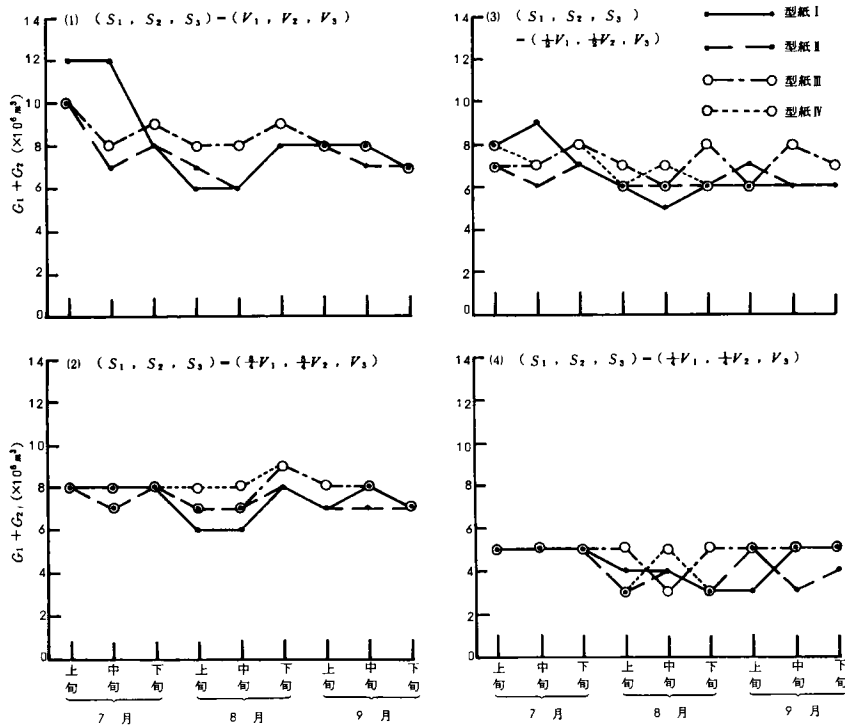


図-9.5.10 最適目標放流量 $G_1 + G_2$ の系列

体の流入量の確率分布の系列により決定される、すなわちある旬の目標放流量は将来の流入量分布を見越して決定されるわけであるが、貯水量が大きい場合、大きな流入量が期待できる旬では目標放流量は大きくなる傾向にある。

(d) 貯水池群運用結果と考察

(c)で考察したように貯水池群の最適操作ルールは流入量の確率分布の系列としてどの型紙を用いるかにより異なる。そこで、ここでは大きな渇水の生じた年度の実流入量系列（渇水年実流入量系列）および各型紙の特性を表わすような流入量系列（パターン流入量系列）に対して、各型紙のもとでの最適操作ルールにより運用計算を行い、その結果を比較検討する。

まず、渇水年実流量系列での運用計算は表－9.5.17の4ケースについて行った。各系列の実流入量は表－9.5.18に示す通りである。

表－9.5.17 渇水期運用計算ケース

ケース	実流入量系列	初期貯水量
1	系列 1	満 水
2	系列 1	½ 水位
3	系列 2	満 水
4	系列 2	½ 水位

表－9.5.18 渇水年実流入量系列

($\times 100 \text{万 m}^3$)

	7 月			8 月			9 月			備 考
	上	中	下	上	中	下	上	中	下	
系列 1	1	0	0	0	0	2	2	4	1	1973年
系列 2	24	1	2	0	1	1	2	0	5	1969年

運用結果を表－9.5.19、9.5.20に示す。表－9.5.19には各型紙の最適操作ルールを用いたときの目標放流量、実放流量および評価地点での不足流量をケース毎に示し、表－9.5.20には評価関数値（不足流量2乗和）を示す。また、図－9.5.11に型紙Ⅲのルールを用いたときの各貯水池の変化をケース1、2について、図－9.5.12に型紙Ⅱのルールを用いたときのそれをケース3について示す。

表－9.5.20 貯水池群運用結果Ⅰ
(評価関数値)
〔実流入量系列〕

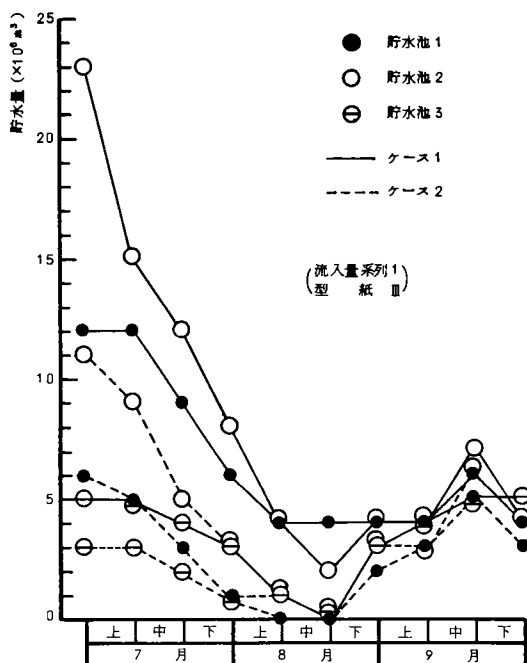
	操作ルール(型紙)			
	I	II	III	IV
ケース1	123	126	115	117
ケース2	240	237	227	237
ケース3	73	49	54	60
ケース4	73	49	54	60

実流入量系列1は系列2に比べて全般的に小さいため、ケース1、2の評価関数値はケース3、4より大きい。とくにケース2では、初期貯水量を満水の1/2としたため図－9.5.11にみられるように貯水量の減少が激しく、この結果目標放流量が小さく押えられ全旬にわたって大きな不足が生じ、評価関数値も極めて大きくなっている。また、ケース3、4の目標放流量などは7月上旬を除き全く同じで、評価関数値も全く同じとなっている。これは、系列2の7月上旬の流入量が24(\times

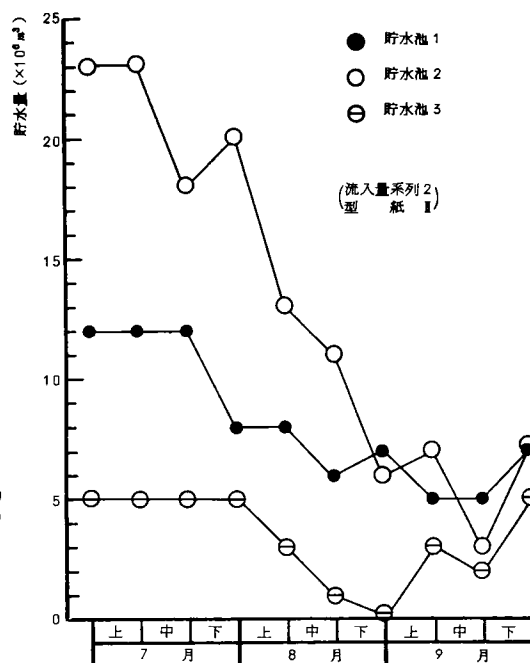
表一 9.5.19 貯水池群運用結果 I (目標放流量、実放流量、不足流量)
〔実流入量系列〕

項目		ケース 1			ケース 2			ケース 3			ケース 4		
		7 月			8 月			9 月			7 月		
		上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下
目 標 放 流 量	貯 水 池 1	0 6 3	2 1 0	1 2 2	2 2 2	1 0 0	1 2 3	0 0 6	0 0 5	3 2 1	2 0 6	0 0 5	3 2 1
	型紙 I	0 5 4	0 2 0	2 1 2	2 2 3	1 0 0	1 3 0	0 0 6	0 3 0	4 0 3	2 0 6	0 3 0	4 0 3
	型紙 II	0 3 3	2 0 2	2 2 3	3 1 2	1 0 0	1 2 3	0 3 0	6 0 3	3 2 1	3 3 0	6 0 3	3 2 1
	型紙 III	0 6 3	0 2 1	1 2 3	2 3 1	1 0 0	1 2 3	0 1 6	0 4 0	3 3 1	2 1 6	0 4 0	3 3 1
目 標 放 流 量	貯 水 池 2	12 2 4	3 3 2	2 2 4	6 4 2	2 1 0	2 2 3	12 12 2	6 5 1	3 2 1	6 12 2	6 5 1	3 2 1
	型紙 I	10 2 3	6 2 2	3 1 4	5 3 3	1 2 1	2 1 4	10 7 2	7 3 6	1 4 2	5 7 2	7 3 6	1 4 2
	型紙 II	10 4 5	4 2 1	2 2 4	4 5 3	2 1 0	2 3 10 5 8	1 7 5	3 2 1	4 5 8	1 7 5	3 2 1	4 5 8
	型紙 III	10 2 5	5 3 1	2 2 4	6 4 2	1 1 1	2 2 3	10 7 3	8 3 5	3 2 1	6 7 3	8 3 5	3 2 1
目 標 放 流 量	貯 水 池 3	0 0 2	2 1 1	2 2 2	0 5 1	1 0 0	2 2 2	0 0 2	2 2 1	0 2 2	0 0 2	2 2 1	0 2 2
	型紙 I	0 2 2	2 1 0	1 2 2	2 2 2	0 1 0	1 2 2	0 2 2	2 2 1	0 2 2	2 2 2	2 2 1	0 2 2
	型紙 II	0 2 2	2 1 0	1 2 2	2 2 2	0 1 0	1 2 2	0 2 2	2 2 1	0 2 2	2 2 2	2 2 1	0 2 2
	型紙 III	0 2 2	2 1 0	1 2 2	2 2 2	0 1 0	1 2 2	0 2 2	2 2 1	0 2 2	2 2 2	2 2 1	0 2 2
実 放 流 量	貯 水 池 1	1 6 3	2 1 0	1 2 2	2 2 2	1 0 0	1 2 3	24 1 6	0 0 5	3 2 1	18 1 6	0 0 5	3 2 1
	型紙 I	1 5 4	0 2 0	2 1 2	2 2 3	1 0 0	1 3 24 1 6	0 3 0	4 0 3	4 0 3	18 1 6	0 3 0	4 0 3
	型紙 II	1 3 3	2 0 2	2 2 3	3 1 2	1 0 0	1 2 3	24 3 0	6 0 3	3 2 1	18 3 0	6 0 3	3 2 1
	型紙 III	1 6 3	0 2 1	1 2 3	2 3 1	1 0 0	1 2 3	24 1 6	0 4 0	3 3 1	18 1 6	0 4 0	3 3 1
実 放 流 量	貯 水 池 2	12 2 4	3 3 2	2 2 4	6 4 2	2 1 0	2 2 3	34 12 2	6 5 1	3 2 1	22 12 2	6 5 1	3 2 1
	型紙 I	10 2 3	6 2 2	3 1 4	5 3 3	1 2 1	2 1 4	34 7 2	7 3 6	1 4 2	22 7 2	7 3 6	1 4 2
	型紙 II	10 4 5	4 2 1	2 2 4	4 5 3	2 1 0	2 2 3	34 5 8	1 7 5	3 2 1	22 5 8	1 7 5	3 2 1
	型紙 III	10 2 5	5 3 1	2 2 4	6 4 2	1 1 1	2 2 3	34 7 3	8 3 5	3 2 1	22 7 3	8 3 5	3 2 1
実 放 流 量	貯 水 池 3	7 1 2	2 1 1	2 4 2	0 5 1	1 0 0	2 4 2	84 7 4	2 2 1	0 2 4	64 7 4	2 2 1	0 2 4
	型紙 I	5 2 2	2 1 0	1 5 2	2 2 2	0 1 0	1 5 2	84 2 4	2 2 1	0 2 4	64 2 4	2 2 1	0 2 4
	型紙 II	5 2 2	2 1 0	2 4 2	2 2 2	0 1 0	2 4 2	84 2 4	2 2 1	0 2 4	64 2 4	2 2 1	0 2 4
	型紙 III	5 2 2	2 0 0	2 5 2	2 2 2	0 1 0	2 4 2	84 2 4	2 2 1	0 2 4	64 2 4	2 2 1	0 2 4
不 足 流 量	貯 水 池 1	0 0 2	3 4 7	5 4 1	0 2 5	5 7 9	5 4 1	0 0 1	2 3 3	4 5 0	0 0 1	2 3 3	4 5 0
	型紙 I	0 1 2	2 4 7	3 6 1	1 2 5	6 6 8	5 6 0	0 0 1	1 2 3	3 4 2	0 0 1	1 2 3	3 4 2
	型紙 II	0 1 1	2 6 6	4 4 0	1 2 4	5 7 9	5 4 1	0 0 1	1 1 1	2 4 5	0 0 1	1 1 1	2 4 5
	型紙 III	0 0 1	3 3 7	5 4 0	0 1 6	6 7 8	5 4 1	0 0 0	0 1 4	2 3 5	0 0 0	0 1 4	2 3 5
不 足 流 量	貯 水 池 2	0 1 0	0 1 1	0 0 0	2 0 1	1 2 2	0 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0
	型紙 I	0 0 0	0 1 2	1 0 0	0 0 0	2 1 2	1 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0
	型紙 II	0 0 0	0 1 2	0 0 0	0 0 0	2 1 2	0 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0
	型紙 III	0 0 0	0 2 2	0 0 0	0 0 0	2 1 2	0 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0	0 0 0	0 0 1	2 0 0

($\times 10^6 \text{ m}^3$)



図一 9.5.1.1 貯水池群渇水期運用結果Ⅰ
(貯水量の変化)〔ケース1, 2〕



図一 9.5.1.2 貯水池群渇水期運用結果Ⅰ
(貯水量の変化)〔ケース3〕

10^6 m^3) と非常に大きく、初期貯水量を満水の1/2としたケース4においても7月中旬で貯水状態がケース3と同じく全貯水池で満水となるためである。

つぎに、型紙の違いによる運用結果の相違について検討する。

まず、型紙による評価関数値の相違が明確なケース3、4について検討しよう。これらのケースの実流入量系列(系列2)は7月上旬と9月下旬を除き $2 \sim 0 (\times 10^6 \text{ m}^3)$ とさほど大きくないにもかかわらず、型紙Ⅰでは7月中旬に、型紙Ⅲ、Ⅳでは8月下旬以降に大きな流入量を期待している。このため、型紙Ⅰのルールのもとでは7月中旬の目標放流量が大きくとられ、それ以降貯水量が減少し8～9月に大きな不足が生じている。一方、型紙Ⅳでは8月下旬までは目標放流量が大きくとられ不足は生じていないが、それ以降の実流入量が小さいため貯水量が減少し、これらの旬に不足が集中する結果となっている。型紙Ⅲについても同様の理由で8月下旬および9月下旬に不足が集中している。これらに対し、型紙Ⅱでは全旬で小さな流入量しか期待していないため目標放流量が小さく押えられ、貯水量の減少もさほど激しくなく、8月下旬以降でも目標放流量を大きくとることができる。この結果、8月の不足は型紙Ⅲ、Ⅳのルールを用いたときよりも大きく、不足量合計も少し大きい、不足が分散されており評価関数は小さくなっている。

以上のケース3、4に対し、ケース1、2では型紙による評価関数値の差は顕著ではない。これは、前述したように系列1の流入量が全旬にわたって小さいため貯水量の減少が激しく、この結果目標放流量の型紙による相違が小さくなったためである。しかし、全く差がないわけではなく、型

紙Ⅲ、Ⅳのルールを用いたときの評価関数値がやや小さくなっている。これは、系列Ⅰの8月下旬から9月下旬にかけての実流入量はやや大きいのにに対し、これらの旬で小さな流入量しか期待していない型紙Ⅰ、Ⅱでは目標放流量が型紙Ⅲ、Ⅳにくらべて小さく押えられ、その結果不足が大きくなっていることによる。

このように、どの型紙のもとでの操作ルールを用いるか、すなわち将来の流入量の確率分布の系列をどのようなものとして設定するかにより、運用結果は大きく異なる。そこで、各型紙の流入量確率分布の系列（図－9.5.7）をもとに型紙の特徴を表わすような流入量系列（パターン流入量系列^{注2}）を作成し、そのもとでの運用計算を行った。このパターン流入量系列は図－9.5.7に●印で示す通りであり、運用結果（評価関数値、不足流量合計）を表－9.5.21にまとめる。

まず評価関数値をみると、流入量系列と同じパターンの型紙の操作ルールを用いた場合が最小となっている。一方、不足流量合計は必ずしも同じパターンの型紙の操作ルールを用いた場合が最小とはならず、ⅠおよびⅡパターン流入量系列にみられるように、他の操作ルールを用いた場合と同等またはやや大きいこともある。

以上のことより、実流入量系列に適合した型紙の操作ルールを用いた場合は、過度の不足が生じないように予め節水運用が行われ渇水被害の適切な分散がはかられることがわかる。

表－9.5.21 貯水池群運用結果Ⅱ
（不足水量合計、評価関数値）
〔パターン流入量系列〕

		操作ルール（型紙）			
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
パターン 流入量 系列	Ⅰ	17 (11)	24 (12)	23 (9)	41 (13)
	Ⅱ	192 (40)	186 (40)	188 (40)	194 (40)
	Ⅲ	166 (38)	164 (36)	153 (35)	167 (39)
	Ⅳ	129 (31)	140 (34)	128 (30)	126 (30)

初期貯水量：満水の½
()内は不足水量合計

第6節 結 言

本章では、第3章から第6章において構成した水資源の開発・配分システムの各サブシステムの計画モデルを、第7章にその概要を述べた流域に適用して、モデルの特性、有効性を考察した。

まず、第2節では、水資源開発施設規模・配置計画モデルにより、計画目標年度の新規開発必要量に対し経済的に有利な開発施設の規模・配置代替案を求めるとともに、開発必要量の変化による最適解の感度分析によりモデル特性を分析した。また、計画目標年度の貯水池規模・配置パターンを受けて、段階的建設計画モデルにより、途中年度の開発必要量に応じた貯水池の建設順序を求めた。

この結果、施設の建設の有無および規模、さらには建設順序の決定には、各施設の単位開発量当りの建設費および開発可能性が本質的役割を果たすことを検証した。また、開発必要量をパラメトリックに変化させた分析により、開発コストからみた新規需要の適正範囲を示唆することができた。

注2) 各型紙の各旬流入量確率分布の非超過確率30～40％点に対応する流入量をパターン流入量系列とした。これは、平均値をとると全般的に流入量が大きくなり被害がほとんどでなくなる。一方、非超過確率を小さくすると流入量が非常に小さくなり、被害が大きくなって型紙間の差がほとんどなくなってしまうからである。

第3節では、対象流域の水資源開発システムの利水安全度をいくつかの貯水池統合形態のもとで評価し、貯水池群の統合の取り扱いが安全度評価に与える影響を考察した。また、利水安全度からみた直列、並列貯水池の目標放流量の適切な配分についても検討した。

こうして、複数の貯水池を統合して1つの貯水池とみなし、その渇水確率により安全度評価を行うことは、貯水池と取水点の相対的位置関係によっては必ずしも的確な評価とならない場合もあることを例証した。また、下流貯水池および取水点の渇水確率の最小化、すなわち安全度の最大化を基準として上流貯水池（群）の最適目標放流量系列を試行的に求めることができた。

第4節では、水資源配分過程モデルにより、水資源の配分による社会・経済効果と河川水質に与える影響という互いにトレード・オフの関係にある両効果を同時に評価した多目的評価のもとで、開発された水資源を、いつ、どの地区に、どれだけ配分するのが良いかという水資源配分過程を求めた。このとき、水資源開発量の年次的増加パターンとして3つのパターンを設定し、増加パターンの違いによる水資源配分過程の相違について検討した。

上述の多目的評価のもとでの水資源配分過程は、開発量の年次増加パターンのみならず、下水道の年次的整備パターンにも依存し、たとえ水資源開発が先行しても、下水道整備が十分に行われない間は水資源の配分をさしひかえよという結果が得られた。このことは、水資源開発施設と下水道などの環境保全施設の整備がバランスを保って行われることの必要性を実証していよう。

最後に、第5節では、貯水池群運用計画モデルを適用して、貯水池群の年間運用ルールおよび渇水期運用ルールを探索した。このとき、貯水池流入量（の確率分布）の予測・設定に当たって運用期間の長短により設定法をかえた。すなわち、年間運用の場合は平均的な流入状況のもとでの最適操作ルールの決定が主眼になると考え、過去の降水量時系列を一つの母集団として各期（月）の降水量の確率分布を独立に推定し、これを変換することにより貯水池流入量の確率分布の系列を設定した。また、渇水期の運用の場合は、将来の流入量を予測し、その予測流入量系列に応じた最適操作ルールを決定することが必要とされることより、流入量（の確率分布）の系列の予測が重要となる。そこで、降水量時系列の分析より確率分布をもった型紙、すなわち時系列的特性を加味した各期の流入量の確率分布の系列を複数個設定した。そして、流入量確率分布の系列、とくに渇水期運用では各型紙の特性が最適操作ルールに与える影響の検討を、いくつかの実流入量系列に対する貯水池群の運用結果などより行った。

この結果、どの型紙のもとでの操作ルールを用いるか、すなわち将来の流入量の確率分布の系列をどのようなものとして設定するかにより、運用結果は大きく異なり、当然のことながら実流入量系列に適合した型紙のもとでの操作ルールを用いた場合は、過度の水不足が生じないように予め節水運用が行われ、渇水被害の適切な分散がはかられる。このことより、将来の流入量（の確率分布）系列の予測・設定の重要性が確認された。

参考文献

- 1) 萩原良巳、中川芳一、渡辺晴彦：ダム建設計画に関する一考察、第2回土木計画学研究発表会講演集、1980
- 2) 全国建設研修センター編：多目的ダムの建設、土木施工管理技術研究会、1977
- 3) 森野彰夫、中川芳一：遷移確率行列による貯水池群操作に関する研究、第24回水理講演会論文集、1980
- 4) Maass, A., Hufschmidt, M.M., Dorfman, R., Thomas, H.A.Jr, Marglin, S.A. and Fair, G.M. : Design of Water - Resource Systems, Harvard Univ. Press, 1962
- 5) 萩原良巳、中川芳一、辻本善博：多目標水資源配分過程に関する研究、第1回土木計画学研究発表会講演集、1979
- 6) Watanabe, H., Nakagawa, Y. and Y. Hagihara : A Study of Multi - Objective Aspect of Dynamic Water Resources Allocation, Papers of the Regional Science Association, Vol. 46, 1981
- 7) 辻本善博、萩原良巳、中川芳一：確率分布をもった型紙による渇水期貯水池群操作、第23回水理講演会論文集、1979
- 8) 土木学会編：水理公式集、土木学会、1971

第10章 結 論

昭和30年代から40年代前半にかけて都市用水需要は急激に増大し、大都市域は慢性的水不足に陥った。近年、都市用水需要の伸びは鈍化しつつあるものの、水需給の均衡は達成されておらず、不安定取水への依存、一元的、一過的水利用構造、水使用弾力性の低下などによる渇水に対する脆弱性といった水資源の量的問題が顕在する流域が多い。また、河川・湖沼・海域の水質汚濁という水資源の質的問題も未だ解消するには至っていない。一方、河川利用率の上昇に伴う開発効率の低下、良好なダム・サイトの渇渥による貯水効率の低下などに起因する水資源開発コストの高騰といった問題が顕在化してきた流域も多い。

これらの問題は、水循環システムのなかで安定して使用可能な水量および水域への汚濁負荷の投入可能量の有限性を認識したうえで、水資源の開発・配分を先行的、計画的に行っていくことの必要性を示している。

ところで、水資源システムは、需要、開発、配分、供給、利用、排水といった種々の側面を有し、そのなかで多くの要因が複雑かつ有機的に関連し、その関連が時間的、空間的にダイナミックに変化するという特性を持つ。このため、水資源の開発・配分計画の立案にあたっても、水循環システムのなかにこの有機的関連構造を位置付け、量、質、さらにはコストを包含した統一的な水資源システム構築の一環として計画立案をはかる必要がある。

このため、本論文では、システム論的アプローチにより水資源の開発・配分計画に関する研究を行った。すなわち、水資源の全体システムをいくつかのサブシステムに分解し、各サブシステムごとの分析を行い、これらの成果の相互作用により全体システムの構築を目指していくといった手順が、上述したような問題の解決を目指す水資源システムの構築のためには有効であるとの考えのもとで、開発・配分に係わるサブシステムについて、その分析および計画のためのモデルを、主として最適化モデルとして構成した。そして、これらのモデルの実流域での実証的研究を通して、モデルの有効性を検証した。それぞれの章で得られた成果を要約して本研究の結論とする。

第1編は、水資源の開発・配分計画に係わる各サブシステムの分析モデルの構築である。

第1章では、まず、水資源の量的、質的問題を水循環システムとの関連で考察し、水の需要、開発、配分、供給、利用、排出といった各側面を個別にとらえるのではなく、水資源システムとして統一的にとらえ、水循環システムの安定を維持するような計画・管理を行うことの必要性を述べた。そして、水循環システムを踏まえた統一的水管理のための水資源システムの策定プロセスを提示し、本論文で構成するサブシステム・モデルの位置付、関連を明らかにした。

第2章では、開発・配分計画への主要な入力情報となる流域の水文特性、水需要特性の分析と予測に関するモデルを構成した。すなわち、水文特性の分析および予測に関して、降雨の時・空間相関構造をもとにした模擬発生モデルの構成、ならびに自然流出モデルと農水還元モデルから成る流域水循環モデルの構成およびその準線形化手法によるパラメータ同定アルゴリズムの導出を行った。一方、水需要特性の分析および予測に関しては、水需要構造の分析およびその将来遷移を考慮した水需要予測モデル、ならびに新聞記事より作成したデータにもとづく主成分分析法による渇水被害の時系列的計量モデルの提示を行った。

降雨の模擬発生モデルにより、水資源の開発・配分計画の入力として必要な降雨資料数が不足しているような場合、限られた資料より長期の入力データを作成することが可能となり、流域水循環モデルは農水の還元を考慮した流出予測を可能とした。また、準線形手法の適用により、従来試行錯誤的に行われることが多かったモデル・パラメータの同定を自動的に行うことが可能となった。

一方、水需要構造分析および予測モデルにより、水需要構造の将来遷移を考慮したうえで水需要予測値およびその信頼区間が推定でき、これらは水資源開発・配分必要量の設定のための有力な情報となる。また、渇水被害計量モデルは、渇水被害の総合的、時系列的計量を可能とし、渇水時の貯水池の節水運用や利水者間の渇水調整に際して有効な情報を提供する。

第3章では、現行の水資源開発計画においては新規水源を貯水池の建設に求めることが多いことより、水資源開発施設として貯水池および取水施設をとりあげ、これらの規模・配置計画ならびに段階的建設計画モデルを構成した。すなわち、開発施設の規模・配置計画、段階的建設計画においては、施設を建設する・しないというON-OFFの決定が重要な位置を占め、一種の組合せ問題を形成することから、数理計画法による代替案抽出モデルを定式化した。

まず、施設の規模・配置計画については、いくつかの貯水池、取水施設候補地点と規模別の開発（または取水）可能量および建設費を与件として、目標年度における必要量を開発し、経済的に有利な代替案抽出モデルを、0-1整数変数を含む混合整数計画問題として定式化した。この結果、従来試行錯誤的に検討されることが多かった当問題に対するモデル分析が可能となった。また、開発必要量の経年変化に応じて施設をどの順序で建設するのが経済的かという段階的建設計画についても、0-1整数変数の導入により動的計画法による定式化ができ、建設時期の最適政策が明らかとなる。本章で提示したモデルにより、水資源開発施設の規模・配置、段階的建設計画の立案において、開発必要量、建設費などの条件に応じた代替案の抽出が行え、また、条件の変化に対する代替案の変化の分析も可能となる。

第4章では、利水安全度のシステム論的考察を行い、貯水池による水資源開発の利水安全度の定義、評価の方法および問題点について考察した後、現行の利水安全度評価法での問題解決に有効と考えられる利水安全度評価モデルを提示した。提示したモデルは、貯水量を評価変量とした方法であり、貯水状態の遷移確率行列から任意時点での貯水量の確率分布を算定することにより安全度を評価するものである。この方法は従来単一貯水池に適用されていたものであるが、本章では複数の貯水池、取水地点からなる利水システムを対象とする場合へのモデルの拡張をはかった。

こうして、利水安全度を、水資源開発の各段階、すなわち開発施設の規模・配置計画、開発施設の管理・運用計画の各々に対応して計画安全度、管理安全度に区別し、とくにその基準に注目することにより概念の明確化がはかれた。また、本章で定式化した計画安全度評価モデルは、いくつかの問題点を有しているものの、現在慣行的に用いられている実績流況から求めた各年の必要渇水補給量の順位から基準渇水年を設定するといった評価法に対して指適されている流況の再現性などの問題に対して、ひとつの解決を示し得たと考える。

第5章では、水資源の地域配分の過程で生ずる社会・経済効果と河川水質の保全とのトレード・オフに注目し、社会・経済効果と同時に河川水質に与える影響も評価した多目的評価のもとで、水資源の各地区への適正配分をはかるモデルを構成した。すなわち、本川上のいくつかの基準点の流量、流下負荷量を各

地区への水資源配分量の関数として記述し、それらの年次変化として状態方程式を作成することにより、上述の２種の評価をバランスよく達成するような水資源配分過程モデルを最適制御問題として定式化した。また、この最適制御問題の解法を最大原理により導いた。

こうして、L字型効用関数の導入により、社会・経済効果の最大化と河川水質に与える影響の最小化という互いにトレード・オフの関係にある２種の目標をバランスよく満足するような各地区への水資源配分を求めるモデルが、数値計画法により定式化することができ、当問題に対するモデル分析が可能となった。

第６章では、貯水池群を統合管理した場合の運用計画問題、とくに渇水時の被害を最小とするような貯水池群の最適操作ルールの決定に関する研究を行った。すなわち、このような貯水池群の統合操作の決定問題は、評価関数としての渇水被害を最小とする貯水池放流量の空間的、時間的配分を決定する最適制御問題としてとらえられ、このとき、①最適操作ルール決定のためのモデル、②渇水被害を表わす評価関数の設定、③将来の貯水池流入量の予測・設定、の３問題が重要となるとの認識のもとに、これらの問題について検討した。

すなわち、貯水池流入量を貯水池群による流況制御システムの確率入力変数ととらえ、後述の評価関数の期待値を最小とする最適操作ルール（最適目標放流量）を決定するモデルを確率ダイナミック・プログラミングにより定式化した。ついて、渇水被害を表わす評価関数についての考察から不足水量の２乗和として評価関数を設定するとともに、貯水池群運用計画の策定目的に応じた貯水池流入量の確率分布の系列の設定の方法を提示した。

こうして、貯水池群最適操作ルール決定のためのモデルを確率DPの多次元（具体的には３次元）問題として定式化することにより、貯水池流入量の不確定性を組込んだ貯水池群の統合運用計画代替案の策定が可能となった。すなわち、このモデルにより、各期の貯水池流入量の確率分布の系列に対応した貯水池群の最適操作ルールが、各期の各貯水池貯水量の組合せに応じた目標放流量として決定できる。

第Ⅱ編は、第Ⅰ編で構成した各モデルの実流域での実証的研究であり、まず第７章で適用対象流域の概要を述べた。

第８章では、第２章で構成した水文特性、水需要特性の分析と予測に関するモデルを、第７章にその概要を述べた流域に適用して、第９章で行う開発・配分計画モデルの適用における入力作成のための基礎情報を得るとともに、モデルの特性、有効性などを考察した。

まず、水需要構造の分析およびその将来遷移を考慮した水需要予測モデルを適用して、対象流域の１５市町村の水需要量を推定するとともに、その信頼区間も算定した。ついて、新聞記事をもとにした渇水被害計量モデルを適用して、対象流域の１９７３年夏渇水を対象として渇水被害を時系列的に計量した。水需要量推定値およびその信頼区間は、水資源開発・配分計画での開発・配分必要量の設定のための基礎となり、渇水被害計量結果は、貯水池運用計画の評価関数設定の根拠となる。

また、降雨の時・空間的相関構造をもとにした模擬発生モデルを適用して、対象流域の降雨観測所の旬降水量を長期にわたってシミュレートした。ついて、自然流出モデルと農水還元モデルから成る流域水循環モデルを適用して、対象流域上流部農業地帯の水循環システムを同定した。このとき、モデル・パラメータの同定は準線形化手法を適用したアルゴリズムによった。降雨シミュレーションの結果、極値の再現性には問題のあるものの、平均、分散ならびに周期性、持続性の時系列特性は再現された。一方、同定し

た水循環モデルによるシミュレーションの結果、農水の取水、還元過程での貯留による河川流量平滑化機能がシミュレートされ、これらモデルの有効性が検証された。また、自然流出モデルの同定に用いた正規方程式の解求によるアルゴリズムでは、同定が自動的に、すみやかに行われ、このアルゴリズムの有効性が示されたが、農水還元モデルの同定に用いた準線形化と許容方向法の組合せによるアルゴリズムは収束性において検討の余地が残された。

なお、本章では、第9章での貯水池群運用計画モデルの適用における確率分布をもった型紙の設定に際し必要となる、渇水期の降水量系列のパターン分類も、主成分分析法により行った。

最後に、第9章では、第3章から第6章で構成した水資源開発施設計画、利水安全度評価、水資源配分計画、利水用貯水池群運用計画の各モデルの適用を行い、モデルの特性、有効性を検証した。

まず、水資源開発施設計画モデルの適用の結果、施設の建設の有無および規模、さらには建設順序の決定には、各施設の単位開発量当りの建設費および開発可能量が本質的役割を果たすことが検証され、また、開発必要量をパラメトリックに変化させた分析により、開発コストからみた新規需要の適正範囲を示唆することができた。

ついで、利水安全度評価モデルの適用の結果、つぎの成果が得られた。すなわち、いくつかの貯水池群統合ケースに対する評価モデルの適用の結果、複数の貯水池を統合して1つの貯水池とみなし、その渇水確率により安全度評価を行うことは、貯水池と取水点の相対的位置関係によっては必ずしも的確な評価とならない場合もあることを例証した。また、下流貯水池および取水点の渇水確率の最小化、すなわち安全度の最大化を基準として上流貯水池（群）の最適目標放流量系列を試行的に求めることができた。

水資源配分計画モデルの適用の結果、水資源配分過程は、開発量の年次増加パターンのみならず、下水道の年次的整備パターンにも依存し、たとえ水資源開発が先行しても、下水道整備が十分に行われない間は水資源の配分をさしひかえよという結果が得られ、水資源開発施設と下水道などの環境保全施設の整備がバランスを保って行われることの必要性が実証された。

貯水池群運用計画モデルにより、貯水池群の年間運用ルールおよび渇水期運用ルールを探索した結果、貯水池流入量の確率分布の系列に対応した貯水池群の最適操作ルールが、各期の各貯水池貯水量の組合せに応じた目標放流量として決定でき、流入量確率分布の系列、とくに確率分布をもった型紙の特徴が最適操作ルールに与える影響が明らかにできた。

以上、水資源の開発・配分計画に関する研究を、水循環システムのなかで安定して使用可能な水量および水域への汚濁負荷の投入可能量の有限性の認識を基調として、システム論的アプローチにより行った。

序論で述べたような水資源の量的、質的問題の解決のためには、量、質、コストを包含した統一的な水資源システムの構築が不可欠と考えられる。このような水資源システムは、①全体システムのいくつかのサブシステムへの分解、②各サブシステムの分析、構成、③全体システムとしての統合および評価、といった手順の繰り返しにより構築していく必要がある。この水資源システムの構築プロセスにおいて、本研究で提示し、その有効性の実証を試みた水資源の開発・配分にかかわるサブシステムのモデルは、全体システムとしての統合および評価の観点からは検討の余地も残されようが、ひとつの方法論として有用と考える。

謝 辞

本研究の切掛けを与えて下さった故京都大学名誉教授石原藤次郎先生に衷心より追悼の意をささげるとともに、本研究の遂行にあたり終始懇切な御指導と御鞭達を賜わった京都大学工学部土木工学教室教授岩佐義朗先生、同防災研究所水資源研究センター教授池淵周一先生に心から感謝致します。また、著者が京都大学および同大学院修士課程に在学中、土木工学における研究の意味を御指導いただき、その後も常に暖かい励ましをいただいた京都大学防災研究所教授村本嘉雄先生、鳥取大学工学部土木工学教室教授道上正規先生に感謝の意を表します。さらに、種々の研究会、討論会などで御教示して下さいあった京都大学工学部土木工学教室教授高樺琢馬先生、吉川和広先生、ならびに名古屋工業大学教授長尾正志先生に謝意を表します。

本論文の研究テーマは著者がコンサルタント業務に従事するなかで見出されてきたものであり、そのヒントを与えて下さった建設省今村瑞穂、山中敦、則近慶一、梅本良平、中村昭、大内忠臣、丹羽薫の各氏に感謝致します。

本論文は著者が株式会社日水コンで行った研究成果をまとめたものであり、同社故専務取締役海淵養之助博士、ならびに専務取締役堤武氏から研究の機会を賜わったことに心から感謝致します。また、本論文全般にわたり同社システム開発室萩原良巳博士から暖かい御指導と御鞭達を賜わり、工学的研究の厳しさ、方法を教えて下さったことに心から感謝の意を表します。そして、本研究の遂行にあたり惜みなく協力して下さいあったシステム開発室の森野彰夫、西沢常彦、渡辺晴彦、徳田裕平、蔵重俊夫の各氏に感謝致します。さらに、元株式会社日水コンシステム開発室（現東京都立大学工学部土木工学科助教授）小泉明博士には御助言と御協力を賜わり、高橋邦夫、今田俊彦氏をはじめとするシステム開発室の皆様には研究遂行にあたって様々の便宜、示唆などをいただいた。ここに記して謝意を表します。

最後に、コンサルティング・エンジニアリングにおける研究活動に理解を示し協力して下さいあった株式会社日水コン社長田辺弘博士ならびに社員の皆様感謝致します。